



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## FACULTAD DE INGENIERÍA

### ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034  
Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
Ingeniero Civil

#### AUTORES

Rojas Ruiz, John Frank

Tito Apaza, Susan Margot

#### ASESORES

Dra. María Ysabel García Alvarez

Mg. Luis Humberto Diaz Huiza

#### LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño sísmico y estructural

LIMA - PERÚ

2018



## ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Código : F07-PP-PR-02.02  
Versión : 09  
Fecha : 23-03-2018  
Página : 1 de 2

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) Rojas Ruiz, John Frank, cuyo título es: Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 13 (número) Trece (letras).

Lima, San Juan de Lurigancho 05 de Diciembre del 2018



.....  
PRESIDENTE

ESPINOZA SANDOVAL, JAIME

CIP: 159895



.....  
SECRETARIO

DE LA CRUZ HERRERA, ANDRES

CIP: 76932



.....  
VOCAL

DELGADO ORTEGA, HENRRY SAUL

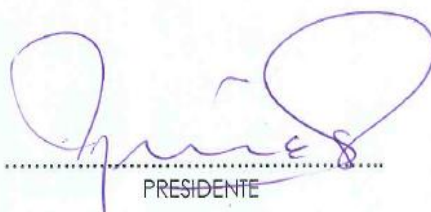
CIP: 122881

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) Tito Apaza, Susan Margot, cuyo título es: Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 13.....(número)  
trece.....(letras).

Lima, San Juan de Lurigancho 05 de Diciembre del 2018



PRESIDENTE

ESPINOZA SANDOVAL, JAIME

CIP: 159895



SECRETARIO

DE LA CRUZ HERRERA, ANDRES

CIP: 76932



VOCAL

DELGADO ORTEGA, HENRRY SAUL

CIP: 122881

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

## **Agradecimientos**

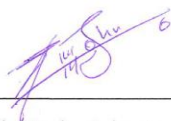
Agradecemos a Dios por guiar nuestros caminos, a nuestros asesores García Álvarez, María Ysabel, Díaz Huiza, Luis Humberto; así mismo al Ing. Alarco Guitierrez Luis Reynaldo por su apoyo durante el desarrollo de esta investigación, queremos agradecer también al director de la institución educativa N°629-6034 Carbonell, Luis león por otorgarnos los permisos correspondientes; por ultimo agradecemos a todas las personas que apoyaron directa o indirectamente con el desarrollo de esta investigación.

A todas las personas mencionadas, muchas gracias.

## Declaratoria de autenticidad

Rojas Ruiz, John Frank con DNI N° 70860778 y Tito Apaza, Susan Margot con DNI N° 71281679, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, declaramos bajo juramento que toda la documentación que acompañamos es veraz y auténtica. Asimismo, declaramos también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces. En tal sentido, asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Lima, 04 de Diciembre de 2018



Rojas Ruiz, John Frank  
DNI: 70860778



Tito Apaza, Susan Margot  
DNI: 71281679

## **Presentación**

Señores miembros del jurado, en cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presentamos ante ustedes la tesis titulada “Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018”, cuyo objetivo fue diseñar el reforzamiento estructural que se deberá realizar en el pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores. Que sometemos a vuestra consideración y esperamos que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título profesional de Ingeniero Civil. La investigación consta de tres capítulos. En el primer capítulo se describe la realidad problemática en el país, también se exponen los antecedentes nacionales e internacionales que apoyan nuestro tema de investigación, para luego formular el problema de investigación, nuestra justificación, las hipótesis y los objetivos a partir del marco teórico y los antecedentes; en el segundo capítulo se muestra la metodología que se va a utilizar, se determina la población, además la técnica e instrumentos de recolección de datos y la forma de cómo se va a analizar dicha información; en el tercer capítulo se presenta el análisis de los resultados de nuestra investigación; en el cuarto capítulo se encuentra la discusión de los resultados; en el quinto capítulo se establecieron las conclusiones y recomendaciones; en el sexto capítulo se hallan las referencias bibliográficas usadas para esta investigación; por último en el séptimo capítulo se encuentran los anexos.

Atentamente.

Los autores.

# Índice general

PAGINA DEL JURADO .....	II
PAGINA DEL JURADO .....	III
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS .....	IV
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD .....	V
PRESENTACIÓN .....	VI
ÍNDICE GENERAL .....	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS .....	X
ÍNDICE DE ANEXOS.....	XIV
RESUMEN .....	XV
ABSTRACT .....	XVI
I. INTRODUCCIÓN .....	17
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA .....	19
1.2 TRABAJOS PREVIOS .....	21
1.3 TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA .....	27
1.3.1 Reforzamiento estructural.....	27
1.3.2 Levantamiento arquitectónico.....	27
1.3.3 Análisis estructural.....	28
1.3.4 Diseño sismorresistente .....	29
1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	29
1.4.1 Problema general .....	29
1.4.2 Problemas específicos .....	30
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO .....	30
1.5.1 Justificación teórica.....	30
1.5.2 Justificación práctica.....	31
1.5.3 Justificación social.....	32
1.5.4 Justificación metodológica .....	32
1.5.5 Justificación económica.....	33
1.6 HIPÓTESIS .....	34
1.6.1 Hipótesis general .....	34
1.6.2 Hipótesis específicas .....	34
1.7 OBJETIVOS .....	36
1.7.1 Objetivo general .....	36
1.7.2 Objetivos específicos .....	36
II. MÉTODO.....	37
2.1 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN .....	38
2.2 VARIABLES, OPERACIONALIZACIÓN .....	38
2.2.1 Variables .....	38

2.2.2 Operacionalización de las variables .....	38
2.2.3 Matriz de Operacionalización de las variables .....	39
2.3 POBLACIÓN Y MUESTRA .....	40
2.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD .....	40
2.5 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATOS .....	42
2.6 ASPECTOS ÉTICOS .....	42
<b>III. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>44</b>
3.1 LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO .....	45
3.1.1 Ubicación y descripción de la zona de estudio .....	45
3.1.2 Recopilación de Información .....	48
3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....	58
3.3 DISEÑO SÍSMICO .....	76
3.3.1 Comprobación de las irregularidades estructurales en altura .....	84
3.3.2 Comprobación de las irregularidades estructurales en planta .....	88
3.4 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL .....	108
3.4.1 Reforzamiento de vigas.....	109
3.4.2 Reforzamiento de columnas .....	121
<b>IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>137</b>
<b>V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>142</b>
<b>VI. REFERENCIAS .....</b>	<b>149</b>
<b>VII. ANEXOS .....</b>	<b>155</b>



## Índice de tablas

Tabla 1. Matriz de operacionalización de las variables de la investigación .....	39
Tabla 2. Características de los materiales de las columnas .....	61
Tabla 3. Características de los materiales de las vigas .....	62
Tabla 4. Características del material de albañilería .....	62
Tabla 5. Características del material de acero .....	63
Tabla 6. Definición de secciones de columnas .....	64
Tabla 7. Definición de secciones de vigas .....	64
Tabla 8. Definición de secciones de albañilería .....	65
Tabla 9. Definición de sección de losa aligerada .....	65
Tabla 10. Cargas consideradas para la estructura .....	74
Tabla 11. Resumen de los factores de sismo .....	81
Tabla 12. Fuerzas sísmicas por piso .....	83
Tabla 13. Comprobación de derivas máximas por sismo estático .....	84
Tabla 14. Comprobación de irregularidad estructural de rigidez-piso blando .....	85
Tabla 15. Comprobación de irregularidades estructurales de resistencia-piso débil .....	85
Tabla 16. Comprobación de irregularidad extrema de rigidez .....	86
Tabla 17. Comprobación de irregularidad extrema de resistencia .....	86
Tabla 18. Muros con esfuerzo cortante mayor al 10% de la cortante basal .....	87
Tabla 19. Comprobación de irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes ...	88
Tabla 20. Comprobación de irregularidad torsional .....	89
Tabla 21. Comprobación de derivas máximas por sismo dinámico .....	92
Tabla 22. Comprobación de participación de masas efectivas .....	94
Tabla 23. Comprobación del factor de escala del cortante basal para el sismo dinámico ...	94
Tabla 24. Control del esfuerzo axial máximo en muros de albañilería .....	97
Tabla 25. Control de la fisuración en muros de albañilería .....	97
Tabla 26. Control de refuerzo horizontal en muros de albañilería .....	98
Tabla 27. Control del confinamiento del concreto armado en muros de albañilería .....	99
Tabla 28. Control del área de acero de las columnas de confinamiento .....	100
Tabla 29. Control de las dimensiones de las columnas de confinamiento .....	101
Tabla 30. Comprobación de la resistencia a la flexión de las vigas .....	102
Tabla 31. Comprobación de la resistencia al corte de las vigas .....	103
Tabla 32. Comprobación de la resistencia de la losa aligerada .....	104
Tabla 33. Comprobación de la resistencia a la compresión de las columnas .....	105
Tabla 34. Comprobación de la resistencia al corte de las columnas .....	106
Tabla 35. Fuerza cortante en función de la altura .....	107
Tabla 36. Valor de CE según el tipo de exposición .....	112
Tabla 37. Diseño del refuerzo de CFRP en vigas .....	114
Tabla 38. Calculo de longitud de desarrollo "ldf" .....	115
Tabla 39. Longitud de CFRP .....	116
Tabla 40. Comprobación de la resistencia al corte de las columnas .....	123
Tabla 41. Comprobación de la resistencia de las columnas reforzadas .....	125
Tabla 42. Comprobación de derivas máximas sismo dinámico con columnas reforzadas	125
Tabla 43. Matriz de consistencia .....	156

## Índice de figuras

Figura 1. Plano de ubicación de departamento Lima.....	46
Figura 2. Plano de ubicación .....	47
Figura 3. Plano de localización.....	47
Figura 4. Toma de datos para la realización del levantamiento arquitectónico .....	48
Figura 5. Plano vista en planta - primer nivel .....	49
Figura 6. Plano vista en planta - segundo nivel.....	50
Figura 7. Plano de elevación de la parte frontal del pabellón “C” – eje: 1-1/A-E .....	51
Figura 8. Plano de elevación corte eje: 2-2/A-E - vista frontal del pabellón “C” .....	51
Figura 9. Plano de elevación corte eje: 1-4/E-E - vista frontal del pabellón “C” .....	52
Figura 10. Plano de elevación corte eje: 4-4/A-E - vista frontal del pabellón “C” .....	52
Figura 11. Plano de planta de cimentación .....	53
Figura 12. Plano de corte de cimentación .....	53
Figura 13. Plano de detalle de losa aligerada .....	54
Figura 14. Plano de detalle de acero en losa aligerada – primer nivel.....	54
Figura 15. Plano de detalle de acero en losa aligerada – segundo nivel.....	55
Figura 16. Plano de detalle de columnas.....	55
Figura 17. Plano de detalle de vigas .....	56
Figura 18. Plano de muros del primer nivel – vista en planta.....	57
Figura 19. Plano de muros del segundo nivel – vista en planta .....	57
Figura 20. Selección de sistema métrico MKS .....	58
Figura 21. Trazado de ejes para ETABS.....	59
Figura 22. Altura de pisos para ETABS.....	59
Figura 23. Grillas de ETABS .....	60
Figura 24. Resistencia del concreto $f'_c$ .....	60
Figura 25. Definición de materiales en ETABS .....	63
Figura 26. Definición de secciones de vigas y columnas en ETABS .....	65
Figura 27. Definición de sección de losa aligerada en ETABS .....	66
Figura 28. Definición de secciones de albañilería en ETABS .....	66
Figura 29. Alineación de columnas y vigas con la opción “Insertion Point” en ETABS ....	67
Figura 30. Modelo 3D del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell.....	68
Figura 31. Plano del piso 1 del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell.....	68
Figura 32. Plano del piso 2 del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell.....	69
Figura 33. Discretización de los muros de albañilería en ETABS .....	69
Figura 34. Discretización de las losas aligeradas en ETABS.....	70
Figura 35. Asignación de juntas de empotramiento en columnas .....	70
Figura 36. Asignación de juntas de empotramiento en columnas .....	70
Figura 37. Asignación de apoyos en muros de albañilería y columnas .....	71
Figura 38. Selección de columnas y vigas en ETABS.....	71
Figura 39. Asignación del valor 0.75 en “Rigid-zone” factor en ETABS .....	72
Figura 40. Asignación de “Pier Label” a los muros de albañilería en ETABS .....	72
Figura 41. Modelo 3D de muros de albañilería con “Pier Label” en ETABS .....	73
Figura 42. Fórmula para el cálculo de cantidad de ladrillos por metro cuadrado .....	73
Figura 43. Cargas definidas en ETABS .....	74

Figura 44. Asignación de diafragma rígido en ETABS .....	75
Figura 45. Chequeo de errores del modelo en ETABS .....	75
Figura 46. Zonas sísmicas del Perú .....	77
Figura 47. Mapa de suelos en los distritos de Lima.....	78
Figura 48. Formulas y condiciones para el “factor de amplificación sísmica C” .....	79
Figura 49. Definición de masas para el análisis sísmico en ETABS .....	81
Figura 50. Definición cargas sísmicas estáticas en ETABS.....	82
Figura 51. Resultados de cargas sísmicas por el análisis sísmico estático en ETABS .....	82
Figura 52. Definición de la función del espectro inelástico de pseudo-aceleraciones.....	91
Figura 53. Definición de las cargas sísmicas dinámicas .....	92
Figura 54. Desplazamientos de los centros de masas de los entrepisos producido por el sismo dinámico en “X” .....	93
Figura 55. Desplazamientos de los centros de masas de los entrepisos producido por el sismo dinámico en “Y” .....	93
Figura 56. Combinación de cargas en ETABS .....	96
Figura 57. Falla por columna corta.....	107
Figura 58. Reforzamiento requerido en el primer piso .....	109
Figura 59. Reforzamiento requerido en el primer piso .....	109
Figura 60. Rollo de CFRP .....	110
Figura 61. Comparación de curvas de esfuerzo-deformación de distintos elementos estructurales.....	111
Figura 62. Esfuerzos y deformaciones que se producen en una viga de concreto armado con CFRP .....	113
Figura 63. Longitud de desarrollo de la viga “V6”.....	116
Figura 64. Longitud de desarrollo de la viga “V7”.....	116
Figura 65. Reparación del elemento estructural a reforzar (viga) .....	117
Figura 66. Medición del laminado requerido .....	117
Figura 67. Limpieza del laminado .....	118
Figura 68. realización de líneas en la zona de colocación .....	118
Figura 69. Mezcla de los componentes a usar .....	119
Figura 70. Uso de la mezcladora .....	119
Figura 71. Colocación de adhesivo en el elemento estructural .....	120
Figura 72. colocación de adhesivo en el laminado .....	120
Figura 73. Fijación del laminado .....	121
Figura 74. Efecto de columna de corta .....	122
Figura 75. Reforzamiento de columna corta .....	122
Figura 76. Vista en elevación del reforzamiento de las columnas en ETABS .....	123
Figura 77. Vista en 3D del reforzamiento de las columnas en ETABS .....	124
Figura 78. Esfuerzos cortantes en las columnas reforzadas .....	124
Figura 79. Comparación de derivas .....	126
Figura 80. Detalle de ensanchamiento de la columna “C6” .....	127
Figura 81. Detalle de ensanchamiento de la columna “C12” .....	127
Figura 82. Área de colocación de la viga - vista en elevación .....	128
Figura 83. Apuntalamiento de una edificación.....	128
Figura 84. Descubrimiento del elemento estructural .....	129
Figura 85. Descubrimiento total del elemento estructural .....	129

Figura 86. Limpiado del acero corroído.....	130
Figura 87. Limpiado del acero con desoxidante.....	130
Figura 88. Realización de agujeros para la colocación de los aceros longitudinales de la viga.....	131
Figura 89. Aplicación del adhesivo fijador .....	131
Figura 90. Aplicación del adhesivo fijador .....	132
Figura 91. Armadura de la viga .....	133
Figura 92. Distribución de los aceros en el ensanchamiento de la columna .....	133
Figura 93. Detalle de ensanche de columna .....	134
Figura 94. Encofrado de la viga y de la columna ensanchada.....	134
Figura 95. Mezcla del epóxico .....	135
Figura 96. Vaciado del concreto – vista dentro del aula .....	136
Figura 97. Reforzamiento de columna culminado .....	136
Figura 98. Estructura del pabellon a evaluar. ....	157
Figura 99. Realización del levantamiento arquitectónico del Aula N°1. ....	157

## **Índice de anexos**

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA .....	156
ANEXO 2: MATERIAL FOTOGRÁFICO .....	157
ANEXO 3: PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 629-6034 CARBONELL .....	158
ANEXO 4: LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 629-6034 CARBONELL .....	160

## RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo principal el obtener el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la institución educativa 629-6034 Carbonell ubicado en San Juan de Miraflores, como objetivos secundarios están el obtener el levantamiento arquitectónico, realizar el análisis estructural y realizar el diseño sísmico.

La metodología de esta investigación es de tipo aplicada porque se ponen en práctica los conocimientos teóricos para obtener el diseño del reforzamiento estructural, el nivel es descriptivo puesto que se describe el análisis completo de la estructura hasta llegar al reforzamiento estructural, el diseño es no experimental debido a que no se manipula la variable de estudio, es de corte transversal ya que la recolección de datos se realiza en un momento determinado de tiempo. La variable descriptiva es reforzamiento estructural que tiene tres dimensiones las cuales son levantamiento arquitectónico, análisis estructural y diseño sísmico. La población de estudio es la estructura del pabellón C de la institución educativa N°629-6034 Carbonell, dado que se estudia la población completa no es necesario el uso de la técnica del muestreo.

Obtenido el levantamiento arquitectónico, se procedió a modelar la estructura en el programa ETABS considerando las propiedades mecánicas de los materiales, las secciones de los elementos estructurales y los parámetros sísmicos de la norma E.030 2018, se realizó el análisis sísmico estático con el cual se verificaron las irregularidades en altura y en planta, luego se realizó el análisis dinámico con la cual se verificó el cumplimiento de las derivas máximas del 5‰; verificado el diseño sísmico según la norma, se procedió a verificar la resistencia ante las fuerzas actuantes de los elementos estructurales de albañilería, elementos de confinamiento y elementos de concreto armado, de los cuales se obtuvieron que elementos estructurales necesitaban ser reforzados; al conocer los elementos que necesitaban ser reforzados se procedió a realizar el diseño del reforzamiento estructural teniendo en cuenta los distintos tipos de reforzamiento, se optó por los que sean constructivamente más sencillos, y que sean de costo reducido, luego se verificó la resistencia del elemento estructural reforzado, el cual debía ser capaz de resistir las fuerzas actuantes; luego de la verificación se procedió a detallar el proceso constructivo del reforzamiento estructural.

**Palabras claves:** Reforzamiento estructural, levantamiento arquitectónico, análisis estructural, diseño sísmico.

## **ABSTRACT**

The main objective of this research is to obtain the structural reinforcement design of Hall C at the 630-6034 Carbonell educational institution located in San Juan de Miraflores. Secondary objectives include obtaining the architectural survey, carrying out the structural analysis and carrying out the seismic design.

The methodology of this research is of the application type because the theoretical knowledge is put into practice to obtain the design of the structural reinforcement, the level is descriptive since the complete analysis of the structure is described up to the structural reinforcement, the design is non-experimental because the study variable is not manipulated, it is of a cross-sectional nature since the data collection is done at a certain time. The descriptive variable is structural reinforcement that has three dimensions which are architectural surveying, structural analysis and seismic design. The study population is the structure of the pavilion C of the educational institution No. 629-6034 Carbonell, since the entire population is studied, it is not necessary to use the sampling technique.

Obtained the architectural survey, we proceeded to model the structure in the ETABS program considering the mechanical properties of the materials, the sections of the structural elements and the seismic parameters of the E.030 2018 standard, the static seismic analysis was performed with which the irregularities in height and in plant were verified, then the dynamic analysis was carried out with which the compliance of the maximum drifts of 5‰ was verified; verified the seismic design according to the norm, we proceeded to verify the resistance to the acting forces of the masonry structural elements, confinement elements and reinforced concrete elements, from which were obtained that structural elements needed to be reinforced; when knowing the elements that needed to be reinforced, the design of the structural reinforcement was carried out taking into account the different types of reinforcement, those that were constructively simpler, and that were of reduced cost were chosen, then the resistance of the element was verified structural reinforced, which should be able to resist the acting forces; After verification, the constructive process of structural reinforcement was detailed.

**Keywords:** Structural reinforcement, architectural survey, structural analysis, seismic design.

## **I. INTRODUCCIÓN**



La mayoría de las instituciones educativas en el Perú se encuentran en mal estado, los estudios recientes del 2017 y 2018 por parte del plan nacional de infraestructura educativa mostraron que en el 2017 el 18% de las instituciones educativas necesitaban de reforzamiento estructural (El Comercio, 2017); para el 2018 el jefe de PRONIED afirmó que el 50% de las instituciones educativas tenían problemas estructurales (Perú21, 2018).

Según esto es evidente que un gran porcentaje de instituciones educativas necesitan ser reparadas o reforzadas según sea el caso por el motivo de seguir con un adecuado funcionamiento o a veces también tienen la necesidad de expandirse para poder abarcar la demanda de estudiantes, es decir, aumentar de nivel; para estas instituciones educativas que desean aumentar la cantidad de pisos, tienen dos problemas, el primero que no saben ni siquiera que la estructura esté en condiciones óptimas para estar en funcionamiento con los niveles de piso que tienen y segundo que al aumentar un nivel más, también aumenta las solicitudes de carga por gravedad y sismo del edificio.

Teniendo en cuenta esta realidad problemática es que en este trabajo de investigación tiene como objetivo el realizar un análisis estructural y reforzamiento del pabellón C de la institución educativa N° 629-6034, ubicado en San Juan de Miraflores, esto engloba tanto el análisis estructural para saber si la estructura existente cumple con lo que está establecido en el reglamento nacional de edificaciones y evaluar las posibles alternativas reforzamiento según sea el caso; cabe mencionar que dicho pabellón fue construido en 1994, por lo cual el hacer esta investigación podrá servir de guía para el reforzamiento de otras instituciones educativas existentes comprendidas entre los años 1992 a 1997, con una arquitectura o estructuración parecida a la edificación de estudio.

## **1.1 Realidad problemática**

Actualmente el estado de las instituciones educativas en el Perú es deficiente; según el diagnóstico realizado en el 2017 por el plan nacional de infraestructura educativa, de las 177 mil instituciones educativas, un aproximado de 18% necesitaban reforzamiento estructural, 55% necesitaban ser sustituidas por completo y solo 25% de instituciones se encontraban en el estado adecuado (El Comercio, 2017).

Para el inicio de clases de este año 2018, El jefe del Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED), Mario Ríos, afirmó que el 50% tenía problemas de infraestructura y que debían ser demolidos y solo el otro 50% de las instituciones educativas nacionales estaban aptas para el inicio de clases; dijo también que las instituciones educativas tenían problemas de antigüedad y además que habían sido afectadas por el fenómeno del Niño (Perú21, 2018).

La gran mayoría de las instituciones educativas de la actualidad son vulnerables a los desastres naturales como lluvias, huaicos, terremotos, etc., algunas han sido creadas antes de que existan las normas o reglamentos nacionales de sismo-resistencia otras han sido construidas de manera empírica por asociaciones de padres de familia sin tener en cuenta los criterios de seguridad y esto se puede observar después de un terremoto, ya que el daño causado es serio y es ahí donde tendría que intervenir el estado, para realizar el debido reforzamiento estructural.

Hoy en día una gran cantidad de instituciones educativas estatales necesitan reforzamiento estructural para tener un funcionamiento adecuado y seguro para los escolares, esto es debido a la antigüedad de las construcciones y dado que las normas no estaban bien establecidas en el Perú y luego tuvieron que cambiarse debido a los sismos ocurridos demostrando que el sistema estructural de las instituciones educativas no era apto. En el año 1950 el estado peruano construye las “grandes unidades escolares” estas edificaciones eran de dos a tres pisos con ventanas grandes; en 1960 se cambia la arquitectura empleando tabiques de 15 cm y sistema aporticado, dado que los conocimientos sobre los efectos sísmicos eran limitados el sistema contaba con pórticos principales y vigas chatas de amarre en la sección transversal, en esta época se adopta los pabellones de aulas constando con ventanas bajas y altas; en los sismos producidos en 1966 y 1970 una gran cantidad de instituciones educativas de La Libertad, Lima y Ancash terminan siendo afectados por los

efectos que producían la tabiquería con las columnas, llamándose efecto de columna corta, debido a esto se consideró una separación entre los tabiques y las columnas de aproximadamente dos pulgadas; en 1977 se crea la norma sísmica peruana la cual estuvo vigente hasta 1997 siendo su principal defecto la estimación de los desplazamientos de entrepisos; las instituciones educativas que habían sido afectadas por los sismos se reconstruyen teniendo en cuenta la separación entre la tabiquería y las columnas pero los pórticos eran relativamente flexibles; en 1992 se crea el instituto nacional de infraestructura educativa y de salud (INFES) y se inicia la construcción de varias instituciones educativas; en el sismo ocurrido en Nazca en 1996 tres instituciones educativas que habían sido construidos por el INFES fueron afectados debido a la flexibilidad que tenían los pórticos generándose desplazamientos laterales mayores a los que se habían estimado con la norma, haciendo que las juntas entre la tabiquería y las columnas fuesen insuficientes; debido a esto se cambia la norma sismoresistente, estando las instituciones educativas en la categoría A; los diseños de INFES cambian adoptando la nueva norma rigidizando con muros en la sección longitudinal de los pabellones; en el sismo del 2001 resultan afectados alrededor de 120 instituciones educativas.

Como se ha expuesto hubo una evolución en el diseño estructural de las instituciones educativas, pero actualmente varias siguen arrastrando las fallas mencionadas por ello es necesario adecuar la estructura a la norma sismoresistente actual, para ello se deberá realizar un análisis estructural teniendo en cuenta la nueva norma, esto permite saber las deficiencias y el reforzamiento estructural que debe tener la edificación.

Debido a la alta demanda de estudiantes las instituciones educativas se ven en la necesidad de crear más aulas, antes de ello es necesario realizar un análisis estructural de la estructura existente para saber si necesita ser reforzada o reparada puesto que se quiere aumentar las solicitaciones de cargas; es decir, en caso se desee expandir la institución educativa en uno o más niveles.

La institución educativa N°629-6034 Carbonell ubicada en el distrito de San Juan de Miraflores fue creada por los padres de familia hace aproximadamente 50 años, en 1994 el presidente de ese entonces, Alberto Fujimori, acudió personalmente a la institución educativa con la finalidad de hacer unos pabellones por medio del INFES; como se ha mencionado antes, las instituciones educativas construidas en esa época tuvieron problemas de excesivos desplazamientos; esta institución educativa ha pasado la inspección ocular,

pero no se podría asegurar que la institución educativa este bien, dado que al haber un sismo sufriría de desplazamientos excesivos y además del problema de columna corta, por ello, el plantear alternativas de reforzamiento para que resista las nuevas solicitaciones de cargas dado que la institución educativa se reforzará con el reglamento vigente, así como esta institución educativa hay muchas similares puesto que las instituciones educativas, pabellones o módulos diseñados por INFES son típicos en la arquitectura y estructuración esto es lo que asegura el arquitecto Armando Domenacke del Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED) trabajador en el área de reparaciones de instituciones estatales.

## **1.2 Trabajos previos**

En Chile, Costa, P. (2012) en su tesis titulada: Análisis, Diseño y proyecto de recuperación estructural Edificio Ferso, el objetivo principal del autor fue analizar la respuesta sísmica de una estructura metálica que padeció daños debido al terremoto del 27 de febrero del 2010 para poder recuperar la edificación cumpliendo la norma sísmica existente, además encontrar los problemas estructurales que poseía la edificación, y analizar el edificio con el análisis lineal tradicional, para luego realizar una estrategia de recuperación estructural, y hacer un análisis no lineal estático para la estructura recuperada, por último comparar los datos obtenidos del análisis estático no lineal con el diseño sísmico. La metodología que siguió el autor fue, en primer lugar, recolectar información, seguido de estudiar la estructura en su forma original a través de visitas al propio terreno y de sus planos, para luego ser modelado en ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems / Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) para así poder predecir el comportamiento que sufrió el edificio. Luego conociendo las causas del acontecimiento anterior se procede a realizar un modelado en ETABS el proyecto de recuperar la estructura del edificio el cual debe cumplir con la norma vigente. Con la estructura ya recuperada se sometió al análisis estático no lineal en el programa ETABS para verificar los estándares dados por la norma sísmica.

Los resultados que obtuvo por ETABS mostraron que cuando la estructura sufre la falla de sus elementos debido a la carga lateral el punto de control varía su desplazamiento, así como el corte basal, hasta llegar a colapsar la edificación. Por medio del análisis no lineal

se halló el punto de desempeño de la estructura en dos direcciones X e Y, lo cual predice que el daño que se espera en la estructura cuando se produzca un sismo es como lo establecido en la norma sísmica.

El autor concluyó que, de acuerdo a la norma, la estructura se debe restituir al menos en su capacidad resistente, esto se obtuvo con el análisis lineal, y después con el análisis no lineal estático se ratificó lo anterior, lo que produjo un mejor desempeño que la estructura original.

En Colombia, Mercado y Sabogal (2016) en su tesis titulada: Análisis de vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de concreto reforzado en la ciudad de Cartagena 2016, Los autores tuvieron como objetivo determinar el grado de vulnerabilidad de dos edificios ante un sismo mediante el análisis del comportamiento sísmico estático no lineal además poder evaluar mediante una metodología y verificar el estado de cómo quedaría ante un sismo. La metodología de esta investigación fue descriptiva, ya que se basaron en la información secundaria de diferentes fuentes ya sea virtual o en físico. Además, también para el modelamiento de la estructura emplearon el ETABS.

Después del análisis y la recopilación de datos de la estructura se construyó un modelo geométrico respetando las medidas reales teniendo en cuenta el número de pisos.

La investigación pudo concluir, por medio de un análisis de vulnerabilidad realizado en ambas edificaciones de estudio, mediante un modelo de computo, el comportamiento y la respuesta frente a un evento de sismo para los dos casos.

En Ecuador Borja y Torres (2015) en su tesis titulada: Diseño del reforzamiento de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbre, ciudad de Quito, provincia de Pichincha. Los autores tuvieron como objetivo general el reducir la vulnerabilidad sísmica de la estructura, por medio de una adecuada selección y diseño del reforzamiento estructural. Además, tuvieron también como objetivos establecer las características de la estructura del edificio, determinar las patologías estructurales, diseñar alternativas de reforzamiento, verificar la efectividad de los reforzamientos estructurales diseñados por medio del comportamiento sísmico y determinar la opción más efectiva. El autor uso el método de investigación, del tipo aplicativo, nivel descriptivo y diseño de corte transversal.

Mediante la modelación de las alternativas de reforzamiento estructural los autores tuvieron los siguientes resultados: para la alternativa 1 se obtuvo la verificación a flexocompresión de la mampostería siendo las mayores solicitaciones de  $\mu=351.53$ ,  $P_u=187.95$  estando estas solicitaciones en la curva de capacidad, por lo que la mampostería no tiene problema en resistir los esfuerzos de flexocompresión, verificando la cimentación se obtuvo que no se sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo de  $20T/m^2$  para sismo, se obtuvieron también los modos de vibración, y las derivas siendo menores a las permitidas; por lo que la rigidez por medio del enchape de mampostería ha logrado reducir ampliamente las derivas. Para la alternativa 2 se verificó los radios de demanda/capacidad de las columnas encamisadas, los radios de demanda/capacidad de las 13 columnas fueron mayores a 0.95, no se sobrepasó el esfuerzo admisible de la cimentación, se obtuvieron los modos de vibración, las derivas pasaron el máximo permitido por lo que con el encamisado de columnas no es el refuerzo adecuado.

Los autores concluyeron que en el análisis estructural se detectaron varios problemas en los elementos estructurales, puesto que no cuentan con los requisitos mínimos para cubrir las solicitaciones sísmicas, sin embargo si resisten las solicitaciones de cargas verticales, en el análisis del edificio se constató que las gradas al ser consideradas dentro de la estructura modificaba el comportamiento sísmico de la estructura pues funcionaba como centro rígido para la rotación, mediante el análisis de las columnas se comprobó que resistían las cargas gravitacionales pero no tenían la capacidad para soportar solicitaciones sísmicas por lo que la estructura es deficiente ante cargas sísmicas, se determinó que la mejor opción para reforzar la estructura y reducir la vulnerabilidad sísmica es enchapando la mampostería.

En Perú, Fajardo, C. (2012) en su tesis titulada: Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad, el autor tuvo como objetivos la evaluación estructural en una de las edificaciones del hospital donde fue utilizado la metodología llamada espectro de capacidad, además, verificar el análisis elástico tradicional y el análisis no lineal para delimitar hasta donde se puede llegar, determinar cómo se desempeña la estructura al usar la metodología de análisis no lineal y llegar a conclusiones de todo lo que es necesario para el reforzamiento de la estructura de acuerdo al daño en el análisis, debido a la exigencia sísmica. La tesis enfatiza en las diferencias destacables que hay entre los métodos lineales y no lineales, además, utiliza una metodología aplicativa por ser aplicada en la evaluación estructural de un edificio.

Los resultados obtenidos varían ligeramente. En la estructura se observa, formaciones de estado plástico en los extremos gran parte de las vigas.

El autor concluyó en que el análisis sísmico tradicional basándose en fuerzas resulta práctico para dar una respuesta estructural, pero dista mucho del comportamiento real de la estructura, la cual podría traducirse en pérdidas económica y sobre todo en pérdida de vidas humanas; la estructura necesitaba mejorar su rigidez debido a que la construcción existente no era lo suficiente para tal fin.

En Perú, Cornejo, L. (2013) en su tesis titulada: Evaluación y reforzamiento estructural del edificio ex hotel presidente, el autor tuvo como objetivo general el hacer un análisis estructural del estado en que se encontraba el edificio, con el fin de obtener una debida combinación de ductilidad, resistencia y rigidez para que la estructura tenga un buen comportamiento ante cargas por gravedad y por sismo, además tuvo como objetivos específicos el evaluar y analizar los daños que padecía la estructura, determinar el estado de la estructura y dar una propuesta de reforzamiento a la estructura. La investigación realizada fue del tipo aplicativa, nivel descriptivo y de diseño de corte transversal.

El autor tuvo como resultado el valor “R” de rebote en los ensayos de esclerometría para la obtención de la resistencia a la compresión  $f'_c$  del concreto para los distintos elementos estructurales, además, se obtuvieron los periodos fundamentales producidos en la estructura dando en el eje “x” un periodo de 1.049s con un porcentaje del 49.1% de participación, y en el eje “Y” un periodo de 0.929s con una participación del 51.3%, las derivas en el eje “X” cumplían el reglamento no excediendo el 7‰ de los desplazamientos relativos, en el eje “Y” las derivas superaban por muy poco los máximos establecidos en el reglamento, por último se obtuvieron los esfuerzos de la estructura.

El autor tuvo como conclusiones que los elementos estaban en condiciones de resistir cargas, sobre todo las columnas; la estructura no presentaba riesgo de colapso, no obstante, era necesario el reemplazo de la tabiquería dañada, demoler la extensión en el segundo nivel por exceso de esfuerzos de los elementos de la estructura colindantes; los cambios estructurales que se propusieron reducían los desplazamientos cumpliendo la norma vigente.

En Perú, Gameros, S. (2015) en su tesis titulada: Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso. El autor tuvo como objetivo realizar una comparación sobre las diferentes

soluciones de reforzamiento estructural en colegios con pabellones de aulas de dos pisos y tres aulas por piso, teniendo en cuenta el costo y el desempeño de la estructura. La investigación fue del tipo aplicada, nivel descriptivo y de diseño de corte transversal.

El autor realizó tres opciones de reforzamiento, en el primer modelado sin refuerzo observó que la estructura tenía un grave problema de desplazamientos laterales; para el segundo modelado con aletas de concreto armado obtuvo como resultado un buen comportamiento y en el último modelo de refuerzo de cierre de paños se vio que era bastante económico y a su vez cumplía con las normas establecidas, esto según los desplazamientos y sus derivas.

Los resultados que obtuvo el autor fueron satisfactorios puesto que al aplicar los métodos de reforzamiento reducían apreciablemente los desplazamientos ocasionados por los eventos sísmicos evitándose así la patología de columna corta.

El autor concluyó que el modelo con arriostres de acero tuvo un comportamiento satisfactorio, esto a pesar de usar perfiles muy pequeños.

En Perú, Loa, G. (2017) en su tesis titulada: Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997, el autor tuvo como objetivo general evaluar cómo se desempeñaba sísmicamente la estructura mediante tres técnicas de refuerzo por etapas incrementales aplicadas a edificaciones educativas creadas antes del año 1997 en el Perú; tuvo como objetivos específicos el comprender cómo se comportaba la estructura sísmicamente mediante los métodos de reforzamiento; obtener las características no lineales de los diferentes elementos por medio de resultados de experimentos que permitieron la representación numérica del desempeño estructural real y así determinar el desempeño sísmico de la estructura con y sin reforzamiento con la metodología del espectro de capacidad, método IDA (Análisis Dinámico Incremental) basado en el análisis tiempo-historia y el análisis dinámico no lineal; por último calcular el daño posible en el edificio con o sin reforzamiento con la técnica escogida por medio de los datos probabilísticos obtenidos por el método IDA. El trabajo fue del tipo aplicado, de nivel descriptivo y de corte transversal.

El autor tuvo como resultados las propiedades de los materiales (concreto, acero y unidades de albañilería) por medio de ensayos obteniéndose para los elementos antiguos en concreto una resistencia a la compresión  $f'_c$  de 175 kg/cm<sup>2</sup>, en el acero el esfuerzo de fluencia  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> y esfuerzo último  $f_u$  de 7000 kg/cm<sup>2</sup>, para las unidades de



albañilería se obtuvieron la resistencia a la compresión  $f'_m$  de 40 kg/cm<sup>2</sup> y resistencia al corte  $v'_m$  de 6.5 kg/cm<sup>2</sup>. Para los elementos nuevos se obtuvieron en concreto una resistencia a la compresión  $f'_c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>, en la varilla de acero el esfuerzo de fluencia alcanzo un  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> y esfuerzo último fu de 7000 kg/cm<sup>2</sup>, para las unidades de albañilería se obtuvieron la resistencia a la compresión  $f'_m$  de 40 kg/cm<sup>2</sup> y resistencia al corte  $v'_m$  de 6.5 kg/cm<sup>2</sup>. Mediante el análisis dinámico y estático se obtuvieron los resultados de deformación lateral; también se obtuvieron los resultados del análisis pushover. Los resultados dictaron que la estructura sin presentar juntas tendría un mejor desempeño sísmicamente, la resistencia con el sistema actual alcanza los 214 Ton mientras que la estructura de pórticos solo alcanza los 115 Ton, esto significa que la tabiquería apporto una resistencia de corte de 99Tn, el problema era la poca ductilidad. Los resultados determinaron que la estructura resistía un sismo de 0.20g, y que colapsaría en un sismo de 0.45g.

El autor concluyó en que la estructura teniendo o no juntas, no tenía un buen desempeño sísmico por la flexibilidad lo cual ocasionaba desplazamientos excesivos, por lo que era necesario el reforzamiento; también se encontró que para eventos sísmicos ocasionales si cumplía con el desempeño, mientras que para un evento sísmico raro la cimentación no sería capaz de soportar la fuerza lateral ocasionada por los muros lo cual se reflejaría en una disminución de su capacidad de resistencia; mediante el análisis costo-beneficio concluyó que el reforzamiento más óptimo consistía en el reforzamiento de la primera fase.

El reforzamiento ACMAC (Reforzamiento con la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos) reduciría a menos del 10% el daño en un sismo raro.

Se validaron las técnicas de reforzamiento incrementales, las cuales fueron de fácil aplicación y reducían los costos de reparación respecto al daño que producen los sismos en la estructura y podían evitar los efectos de columna corta.

### **1.3 Teorías relacionadas al tema**

#### **1.3.1 Reforzamiento estructural**

Un proyecto de reforzamiento estructural tiene como objetivo incrementar o establecer la resistencia, rigidez y ductilidad lateral de la estructura dañada por algún evento sísmico. Si esto no se logra, los eventos sísmicos futuros de características similares o mayores volverán a ocasionar daños en la estructura, por lo sería necesario adicionar elementos con mayor resistencia que los muros de albañilería originales, como adicionar muros estructurales de concreto (San Bartolomé, Quiun y Silva, 2011, p. 186).

El reforzamiento estructural es una mejora sobre la fuerza original cuando la evaluación del edificio indica que la fuerza disponible antes del daño era insuficiente y la restauración por sí sola no será suficiente en futuros eventos sísmicos. El reforzamiento no debería estar limitado al aumento de la fuerza de los miembros dañados, sino que también se debería tener en consideración el comportamiento total de la estructura (IAEE, 2004, p. 127).

El proceso de reforzamiento estructural comprende primero el investigar los planos existentes de la estructura, en su situación actual, para ser definida su calidad sismoresistente y así obtener sus características de configuración y poder definir los elementos de refuerzo; segundo la propuesta de reforzamiento se debe acomodar a la remodelación para dar una buena configuración; tercero se debe analizar, afinar y diseñar la estructura modificada para la remodelación; cuarto se debe definir los detalles de conexión de la estructura antigua con la nueva y con los elementos el refuerzo (Icochea, 1998, p. 31).

#### **1.3.2 Levantamiento arquitectónico**

El levantamiento arquitectónico es la primera forma del saber, por ello, es la unión de medidas, análisis y operaciones que serán necesarios para la documentación y entendimiento de la configuración completa del bien arquitectónico, en sus propiedades métricas y dimensionales, en su importancia histórica, en sus propiedades constructivas y estructurales tanto en las funcionales como formales. En síntesis, se entiende que hacer un levantamiento

arquitectónico ayuda en el chequeo del recorrido más importante del proceso constructivo y proyectual, para seguir con su desarrollo, como una manera de entender los motivos que llevaron a la toma de decisiones tanto como las decisiones que se tomaron, conseguidas y respectivamente documentadas en el edificio. Un levantamiento arquitectónico debe permitir el conocimiento preciso de la morfología y dimensiones del objeto de estudio; el conocer los datos técnico y materiales que ayuden a comprender las modalidades en la etapa constructiva y las condiciones en la actualidad tanto de degradación como la consecuente alteración; el llevar el objeto de estudio a un plano debido a la observación directa; y observaciones históricas debido a una aproximación preliminar (Almagro, 2016, p. 17).

El levantamiento arquitectónico se debe entender como la forma primaria del conocer y por ello la consolidación de procedimientos, las medidas y el análisis indispensable para poder comprender y a la vez documentar la configuración completa del bien arquitectónico (Jiménez y Pinto, 2003, p. 49).

### **1.3.3 Análisis estructural**

Con el análisis estructural se puede predecir el desempeño de una estructura frente a las cargas que se encuentran prescritas y/o efectos producidos externamente, tales como los cambios de temperatura y movimientos en los apoyos. Las características de interés en el desempeño del diseño de las estructuras son: primero, esfuerzos o resultados de esfuerzos, ya sea esfuerzos axiales, esfuerzos cortantes o momento de flexión; segundo, deflexiones; y tercero, reacciones en los apoyos. Entonces, el análisis de las estructuras por lo general conlleva la determinación de esas cantidades como consecuencia de una condición de carga (Kassimali, 2016, p. 3).

Se define análisis estructural al cálculo de las deformaciones y fuerzas internas que desarrollan los distintos elementos de la estructura cuando están expuestas a la aplicación de cargas externas (Novely, 2015, p. 5).

### **1.3.4 Diseño sismorresistente**

En la etapa del diseño sísmico, la acción ocasionada por el sismo depende de la zona, perfil de suelo de fundación, categoría que tiene la edificación, sistema constructivo y de las características dinámicas, el peso y las irregularidades de la estructura, con esos parámetros se realiza el análisis estructural en el cual se desarrolla el modelo matemático de la estructura y el análisis sísmico el cual puede ser estático o dinámico, de acuerdo a los resultados del análisis se determina si la estructura cumple los requisitos de regularidad y rigidez, se determinan los desplazamientos laterales, distorsión máxima de entrepiso y la separación del edificio (NTE E.030, 2018, p. 34).

Los criterios sismorresistentes requieren que la edificación resista un evento sísmico severo sin llegar a colapsar, aunque se pudieran producir daños importantes en la estructura. Por tal motivo se diseña la estructura dándole detalles los cuales no eviten deformaciones inelásticas dentro del rango esperado, sin tener pérdidas significativas en la resistencia (Bozzo y Barbat, 2017, p. 102).

## **1.4 Formulación del problema**

Sobre la base de realidad problemática presentada se planteó los siguientes problemas de investigación:

### **1.4.1 Problema general**

El problema general de la investigación fue el determinar ¿Cuál será el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?

### **1.4.2 Problemas específicos**

Los problemas específicos de la investigación fueron los siguientes:

- \_ ¿Cuáles serán los resultados del levantamiento arquitectónico del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?
- \_ ¿Qué resultados proporcionará el análisis estructural del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?
- \_ ¿Qué resultados proporcionará el diseño sismorresistente del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?

### **1.5 Justificación del estudio**

“La justificación de una investigación puede ser de carácter teórico, práctico o metodológico” (Méndez, C., 2011, p.195).

#### **1.5.1 Justificación teórica**

La justificación teórica hace referencia a la duda que nace en el investigador por conocer a detalle uno o varios puntos de vista teóricos que hablen del problema explicado, con los cuales espera aumentar el conocimiento planteado con el fin de poder obtener nuevas explicaciones que complementen o modifiquen el conocimiento inicial (Méndez, 2011, p.196).

Esta investigación tiene justificación teórica puesto que ampliara los conocimientos sobre el reforzamiento en una en una institución educativa existente, y la aplicación de las normas vigentes para el correcto diseño y que la estructura sea sismoresistente, para ello esta tesis se apoyara de investigaciones anteriores y de la teoría obtenida hasta la fecha, dando pie a que las investigaciones posteriores puedan tener un apoyo teórico con esta investigación sobre temas afines.

Para realizar el análisis estructural primero se realiza un modelado espacial en el programa de computo ETABS, el modelo se conforma por elementos lineales llamados frame y elementos finitos llamados Shell. Se considera en el modelo las losas de entrepisos como diafragmas rígidos para la compatibilización de los desplazamientos en cada nivel. El método utilizado para el análisis sísmico es el de superposición modal espectral, con respecto al espectro de diseño presente por el RNE E 030 (Chang, 2015).

### **1.5.2 Justificación práctica**

La justificación práctica se hace presente en el interés que tienen el investigador por aumentar sus saberes, conseguir un título de carácter académico o, de ser el caso, por la contribución hacia problemas específicos que afecten a instituciones públicas, privadas o empresariales (Méndez, 2011, p.196).

Esta investigación tiene una finalidad práctica puesto que ayudara a la institución educativa en estudio a conocer por medio del análisis estructural cómo reacciona la estructura ante las carga por gravedad y por sismo, con esto saber cómo se encuentra la estructura y dar alternativas de solución para el reforzamiento estructural, lo mencionado ayudara a resolver el problema de la inseguridad estructural; así también, esta investigación se podrá usar como una guía práctica a futuras investigaciones en la cuales se necesite hacer un análisis estructural de estructuras similares a la realizada en esta investigación o también a investigaciones futuras que deseen ampliar el conocimiento de los estados de las instituciones educativas estatales.

Se debe eliminar cualquier condición que provoque vulnerabilidades locales como pisos blandos, columnas cortas, disparidades inerciales grandes en medio de elementos convergentes, como trabes peraltadas en relación con las columnas que intersectan, etc. (Armendáriz, 2015, p. 323).

La mayoría de las instituciones educativas son vulnerables sísmicamente en las cuales la intervención no tendría que estar sujeta a que exista el plan nacional de protección. Estos edificios necesitan crear programas especiales de reducción de vulnerabilidad (Astorga y Aguilar, 2006, p. 72).

### **1.5.3 Justificación social**

En la justificación social se menciona para qué sirve la investigación, que trascendencia tendrá para la sociedad, quienes y como se beneficiarán con los resultados.

La investigación tiene justificación social puesto que servirá para el diseño del reforzamiento estructural de la institución educativa, lo que al ser realizadas podrá dar seguridad a los escolares y a las personas de la institución educativa N°629-6034 Carbonell. Además, instituciones educativas aledañas u otras que hayan sido creadas con las mismas características podrán también tener un ejemplo del análisis y qué alternativas podrían tener para el reforzamiento estructural de la institución educativa.

La influencia que tiene el mantenimiento en la seguridad y operatividad de la infraestructura de las instituciones educativas nacionales es determinante para el mantener el 100% de las infraestructuras seguras y operativas, como está indicado en la norma peruana. En el análisis efectuado se observa que el 60% de las infraestructuras han pasado su vida útil y el 40% está en riesgo por la ausencia mantenimiento de las mencionadas infraestructuras (Quispe, 2016, p.186).

Las instituciones educativas de la albañilería y concreto construidas bajo la norma de diseño sismorresistente de 1997 son solo del 2% del total de las instituciones educativas existentes. Los resultados muestran que solo estos edificios podrían ser reparados luego de un evento sísmico severo (Astorga y Aguilar, 2006, p. 71).

### **1.5.4 Justificación metodológica**

La justificación metodológica hace referencia a la aplicación de metodologías y técnicas específicas; como modelos matemáticos, encuestas o instrumentos; los cuales sirven de aporte para estudiar problemas parecidos al investigado y la posterior aplicación por otros investigadores. El desarrollo de un programa informático y su aplicación para la solución de problemas específicos, el uso y validez de modelos matemáticos; como el uso de encuestas para la obtención de información; son algunos ejemplos de elementos los cuales en el sentido

metodológico resultan ser esenciales para el desarrollo de una investigación (Méndez, 2011, p.196).

La investigación llevará una secuencia que consiste en llevar a cabo el levantamiento arquitectónico teniendo en consideración los elementos estructurales y sus debidas dimensiones, además de toda la información disponible de la institución educativa, luego se realizara el modelo matemático en el programa ETABS para realizar el análisis estructural que determinara el estado de la estructura respecto a la cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas, teniendo como resultados los esfuerzos y desplazamientos de la estructura, estos resultados serán revisados con el reglamento nacional de edificaciones (RNE) vigente, seguido a esto se procederá a diseñar el reforzamiento estructural según sea propicio, de tal manera que resista las solicitaciones de carga por gravedad y por sismo, por lo que se realizará un segundo análisis estructural que garantice el cumplimiento del RNE. Esta investigación estudiará detalladamente la institución educativa N°629-6034 Carbonell; siendo el beneficio de esta metodología la información detallada, secuencial y práctica, que servirá a futuras investigaciones.

Para estudiar la estructura de una edificación existente se requiere el utilizar metodologías y herramientas las cuales permitan el modelar y procesar un análisis estructural muy cercano a la realidad. Una de las metodologías es el análisis “Pushover” el cual permite obtener datos más exactos de la estructura modelada (Cornejo, 2013, p. 133).

#### **1.5.5 Justificación económica**

En la justificación económica se menciona los gastos de la investigación, además se mencionan también los beneficios económicos que proporcionaran la investigación y los beneficiarios.

La investigación presentaría beneficios económicos, ya que en el diseño final del proyecto se dará como resultado el tipo de reforzamiento estructural, lo cual es más económico que demoler la estructura y crear un nuevo pabellón, además, esto podría perjudicar la comodidad de los alumnos y propiciar perdidas de clases. El beneficiario



económicamente será el Ministerio de Educación, puesto que tanto el análisis como el diseño del reforzamiento estructural se hará sin costo, tendrá un valor real y práctico.

Al inicio podría parecer que el costo de la utilización de procedimientos y materiales como el vidrio o la fibra de carbono sería alto, pero a veces no es así, como ocurre con plantas industriales y centros hospitalarios, en los cuales, la operación de algunos instrumentos o equipos no da lugar para efectuar encamisados tradicionales que si se efectuaran implicarían ajustes o la sustitución de estos, lo que al final sería muy probable que llegara a un costo más elevado que el emplear “FRP’s” (Polímeros Reforzados con Fibra) (Armendáriz 2015, p. 323).

## **1.6 Hipótesis**

### **1.6.1 Hipótesis general**

**HG:** Se obtendrá el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

Se recomienda coordinar con la municipalidad para mejorar la habitabilidad e impulsar la restauración y mantenimientos necesarios en las viviendas deshabitadas que padecen de serios daños estructurales evitando de esta manera un eventual colapso. Por último, es necesario el análisis de la vulnerabilidad donde se tengan como datos el estado de las edificaciones, para tomar medidas de seguridad y determinar si la estructura se reforzará o demolerá, con esta acción se disminuye el riesgo ante un evento sísmico (Anibal, 2016, p. 8).

### **1.6.2 Hipótesis específicas**

**HE1:** Se obtendrán los resultados del levantamiento arquitectónico del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

El levantamiento arquitectónico es la forma primigenia de conocimientos y por tanto comprende todas las operaciones de medidas y análisis requeridos para entender y documentar el inmueble arquitectónico en su configuración global, con relación incluso al contexto territorial y urbano, en sus configuraciones métricas y dimensionales, en sus características constructivas y estructurales, en su complejidad histórica, así también en las funcionales y formales (Almagro, 2004, p. 15).

**HE2:** Se obtendrán los resultados proporcionados por el análisis estructural del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

Se diseñó un edificio de 10 niveles ubicado en el Distrito Federal (México), y se realizaron una serie de análisis estáticos no lineales para determinar las características estructurales completas de las estructurales, y también otra de análisis dinámicos no lineales para determinar el desempeño sísmico. Partiendo de estos resultados se llega a la conclusión de que es factible construir edificios altos de albañilería ubicados en zonas sísmicas, y se identificaron algunas de las acciones que necesitan ser emprendidas a corto plazo para que esto sea posible (Espinosa, Terán, Zúñiga y Perilliat, 2014, p. 88).

**HE3:** Se obtendrán los resultados proporcionados por el diseño sismorresistente del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

El diseño sismorresistente es un problema único en diversos aspectos, un sismo severo genera fuerzas inerciales que son bastante superiores a las fuerzas por gravedad que soporta normalmente la estructura, no obstante, solo hay una pequeña probabilidad de que un sismo severo suceda, y en caso de ocurrir la duración es pequeña. Estos dos estados de carga hicieron que el diseño sea orientado a evitar el colapso frágil, aun para un sismo de gran magnitud, pero aceptando la ocurrencia de daños, puesto que es más económico reparar o reemplazar la estructura dañada que construir una estructura que sea capaz de resistir los estados de cargas sin mayores daños. Esta filosofía de diseño es un reto ingenieril puesto que se debe diseñar una estructura económica, que probablemente se dañe en un sismo

severo, pero el colapso se debe evitar para que no haya pérdida de vidas humanas (Blanco, 1994, pp. 5-14).

## **1.7 Objetivos**

### **1.7.1 Objetivo general**

El objetivo general es obtener el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

### **1.7.2 Objetivos específicos**

**OE1:** Obtener los resultados del levantamiento arquitectónico del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

**OE2:** Obtener los resultados proporcionados por el análisis estructural del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

**OE3:** Obtener los resultados proporcionados por el diseño sismorresistente del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.

## **II. MÉTODO**

## **2.1 Diseño de la investigación**

Esta investigación es de tipo aplicada porque se aplicarán los conocimientos teóricos poniéndose en práctica al momento de realizar el análisis y reforzamiento estructural del pabellón C en la institución educativa N°629-6034 Carbonell.

El nivel esta investigación es descriptiva puesto que por medio del análisis estructural se logrará modelar y caracterizar la estructura existente en estudio y describir su comportamiento ante los estados de carga, de acuerdo a estas características se procederá con el reforzamiento del pabellón C de la institución educativa N°629-6034 Carbonell.

Esta investigación es de diseño no experimental porque no hay ninguna manipulación de las variables que sea deliberada, además, es de corte transversal, puesto que la obtención de datos se hará en un momento dado de tiempo.

## **2.2 Variables, operacionalización**

### **2.2.1 Variables**

Variable descriptiva: Reforzamiento estructural

### **2.2.2 Operacionalización de las variables**

El Reforzamiento estructural es una variable de naturaleza cualitativa politómica y se mide a través de una escala nominal.

2.2.3 Matriz de Operacionalización de las variables

Tabla 1

Matriz de operacionalización de las variables de la investigación

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicador	Instrumento	Escala de Medición
Reforzamiento estructural	Reforzamiento estructural  El proceso de reforzamiento estructural comprende primero el investigar los planos existentes de la estructura, en su situación actual, para ser definida su calidad sismoresistente y así obtener sus características de configuración y poder definir loes elementos de refuerzo; segundo la propuesta de reforzamiento se debe acomodar a la remodelación para dar una buena configuración; tercero se debe analizar, afinar y diseñar la estructura modificada para la remodelación; cuarto se debe definir los detalles de conexión de la estructura antigua con la nueva y con los elementos el refuerzo (lcochea, 1998, p. 31).	El Reforzamiento estructural es una variable de naturaleza cualitativa politómica y se mide a través de una escala nominal.	Levantamiento arquitectónico  El levantamiento arquitectónico es la primera forma del saber, por ello, es la unión de medidas, análisis y operaciones que serán necesarios para la documentación y entendimiento de la configuración completa del bien arquitectónico, en sus propiedades métricas y dimensionales, en su importancia histórica, en sus propiedades constructivas y estructurales tanto en las funcionales como formales. En síntesis, se entiende que hacer un levantamiento arquitectónico ayuda en el chequeo del recorrido más importante del proceso constructivo y proyectual, para seguir con su desarrollo, como una manera de entender los motivos que llevaron a la toma de decisiones tanto como las decisiones que se tomaron, conseguidas y respectivamente documentadas en el edificio. Un levantamiento arquitectónico debe permitir el conocimiento preciso de la morfología y dimensiones del objeto de estudio; el conocer los datos técnico y materiales que ayuden a comprender las modalidades en la etapa constructiva y las condiciones en la actualidad tanto de degradación como la consecuente alteración; el llevar el objeto de estudio a un plano debido a la observación directa; y observaciones históricas debido a una aproximación preliminar (Almagro, 2016, p. 17).  El levantamiento arquitectónico se debe entender como la forma primaria del conocer y por ello la consolidación de procedimientos, las medidas y el análisis indispensable para poder comprender y a la vez documentar la configuración completa del bien arquitectónico (Jiménez y Pinto, 2003, p. 49).	Longitud	Medidor Láser/wincha	Razón
			Análisis estructural  Con el análisis estructural se puede predecir el desempeño de una estructura frente a las cargas que se encuentran prescritas y/o efectos producidos externamente, tales como los cambios de temperatura y movimientos en los apoyos. Las características de interés en el desempeño del diseño de las estructuras son: primero, esfuerzos o resultados de esfuerzos, ya sea esfuerzos axiales, esfuerzos cortantes o momento de flexión; segundo, deflexiones; y tercero, reacciones en los apoyos. Entonces, el análisis de las estructuras por lo general conlleva la determinación de esas cantidades com o consecuencia de una condición de carga (Kassimali, 2016, p. 3).  Se define análisis estructural al cálculo de las deformaciones y fuerzas internas que desarrollan los distintos elementos de la estructura cuando están expuestas a la aplicación de cargas externas (Novely, 2015, p. 5).	Fuerzas cortantes	Programa ETABS	Razón
				Momentos flectores	Programa ETABS	Razón
				Fuerzas axiales	Programa ETABS	Razón
				Momentos torsionantes	Programa ETABS	Razón
			Diseño sismorresistente  En la etapa del diseño sísmico, la acción ocasionada por el sismo depende de la zona, perfil de suelo de fundación, categoría que tiene la edificación, sistema constructivo y de las características dinámicas, el peso y las irregularidades de la estructura, con esos parámetros se realiza el análisis estructural en el cual se desarrolla el modelo matemático de la estructura y el análisis sísmico el cual puede ser estático o dinámico, de acuerdo a los resultados del análisis se determina si la estructura cumple los requisitos de regularidad y rigidez, se determinan los desplazamientos laterales, distorsión máxima de entrepiso y la separación del edificio (NTE E.030, 2018, p. 34).  Los criterios sismorresistentes requieren que la edificación resista un evento sísmico severo sin llegar a colapsar, aunque se pudieran producir daños importantes en la estructura. Por tal motivo se diseña la estructura dándole detalles los cuales no eviten deformaciones inelásticas dentro del rango esperado, sin tener pérdidas significativas en la resistencia (Bozzo y Barbat, 2017, p. 102).	Derivas	Programa ETABS	Razón
				Periodos	Programa ETABS	Razón
				Porcentaje de participación de masas	Programa ETABS	Razón
				Cortante basal	Programa ETABS	Razón

## **2.3 Población y muestra**

### **Población**

La población o más meticulosamente la población objetivo, viene a ser un conjunto de elementos limitado o ilimitado, con características similares, para ello las conclusiones serán extensivas. A su vez quedará delimitada por los objetivos y el problema del estudio (Arias, 2012, p. 81).

La población de estudio de esta investigación será la estructura del pabellón C de la institución educativa N°629-6034 Carbonell.

En caso de que la población de estudio resulte accesible para el investigador en su totalidad, no es obligatorio el obtener una muestra. Puesto que se tiene la capacidad de obtener datos e investigar toda la población. Estas circunstancias se deberán detallar en el marco metodológico de la investigación, en el cual se verá obviado la sección concerniente a la elección de la muestra (Arias, 2012, p. 83).

Siguiendo lo dicho por Arias en esta investigación no es necesario usar la técnica del muestreo y por tanto no se hará uso de una muestra, sino que se estudiará toda la población objetivo.

## **2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad**

### **Técnicas**

La técnica de investigación vendrá a ser el procedimiento o forma particular para obtener datos o información requerida para la investigación (Arias, 2012, p. 67).

Para la presente investigación se usarán las siguientes técnicas:

\_Observación; Según Arias la define como una técnica que hace uso del sentido de la vista, para captar los hechos, fenómenos o situaciones que se den en la sociedad o naturaleza, estas a su vez deberán estar en función de los objetivos de la investigación (2012, p. 69).

La observación será simple puesto que será de manera neutral sin la involucración de los investigadores en el medio del estudio y, en algunos casos será estructurada y en otros no estructurada.

## **Instrumentos**

El instrumento de recolección de datos viene a ser cualquier dispositivo, recurso o formato; que son utilizados con el fin de registrar o guardar información, esto puede ser en físico o digital (Arias, 2012, p. 68).

Para la presente investigación se usarán los siguientes instrumentos:

- Medidor Laser/wincha; los cuales son instrumentos de medición que se usara para el levantamiento arquitectónico de la zona de estudio.
- Programa ETABS; este instrumento se usará para el análisis estructural y para el diseño del reforzamiento estructural sismoresistente.

## **Validez**

La validez, según Sampieri es definida como el grado en que un instrumento mide realmente la variable que se desea medir (2014, p. 200).

Con el concepto de validez proporcionado, se puede decir que los instrumentos a utilizar en la presente investigación están validados por que contienen validez de contenido, esto se refiere al grado en que la medición en verdad representa al concepto o variable; también contiene validez de criterio, el cual consiste en comparar los resultados del instrumento con algún criterio aparte que busca medir lo mismo; por ultimo contiene validez de constructo que se refiere a que el instrumento utilizado mide y representa un concepto teórico.



## **Confiabilidad**

La confiabilidad de un instrumento de medición, viene a ser el grado en que su aplicación reiterada al mismo objeto o individuo, se obtienen los mismos resultados (Hernández-Sampieri et al., 2013; Kellstedt y Whitten, 2013; y Ward y Street, 2009).

Teniendo en cuenta el concepto mencionado de confiabilidad, los instrumentos a utilizar en esta investigación son confiables puesto que al usar repetidamente los instrumentos de medición para medir un mismo objeto o variable dan el mismo resultado.

## **2.5 Métodos de análisis de datos**

Para la presente investigación los datos obtenidos en campo y el laboratorio serán procesados mediante los siguientes programas: ETABS, Microsoft Excel, Microsoft Word, AutoCAD.

Además, también se hará uso de Bibliografía como el RNE, guías y manuales referentes al tema de estudio.

## **2.6 Aspectos éticos**

De manera práctica y general se puede decir que la ética, tiene un saber por el que puede orientarse la reflexión hacia lo que está mal o bien, a definir las acciones malas o buenas (Ojeda, Quintero y Machado, 2017, p. 349).

“La práctica ética de la ciencia no sólo es un imperativo, sino que conforma una exigencia metodológica para el ejercicio pleno de la investigación” (Koepsell y Ruiz, 2015, p. 8).

Los factores éticos de un investigador, deben encuadrar en la honestidad de sus verdades y la presentación de sus teorías, con requerimientos mínimos de calidad y dignidad (Ojeda, Quintero y Machado, 2017, p. 354).

Con el propósito de evitar infracciones a los derechos de propiedad intelectual, los investigadores deben estar conscientes de los derechos de la propiedad intelectual; todas las personas tienen la libertad para extraer o citar una parte del trabajo de otra persona hasta cierto límite, en especial para realizar una refutación, comentario o crítica. Al usar las palabras o expresiones de otros autores se debe tener cuidado al atribuir adecuadamente la fuente para así evitar que se genere una posible acusación de plagio (Koepsell y Ruiz, 2015, p. 8).

En esta investigación se respetarán los aspectos éticos, como investigadores estamos comprometidos a actuar bajo los valores de honestidad en las afirmaciones acerca de los resultados de o los diversos aspectos presentados en la tesis, los datos obtenidos de la institución educativa serán usados solo para fines de investigación, se procurará que todas las partes de la tesis tengan la calidad necesaria y se respetará la justicia en todos los ámbitos sobre todo en la propiedad intelectual al citar correctamente partes de sus textos y darles el reconocimiento que merecen por sus trabajos realizados que nos ayudan en la elaboración de este proyecto de tesis.

### **III. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **3.1 Levantamiento Arquitectónico**

El levantamiento arquitectónico es la forma primigenia del saber, por lo tanto, es el conjunto de medidas, operaciones y análisis que serán necesarios para la documentación y entendimiento de la configuración completa del bien arquitectónico, en sus características métricas y dimensionales, en su importancia histórica, en sus características constructivas y estructurales tanto en las funcionales como formales. En síntesis, se entiende que hacer un levantamiento arquitectónico ayuda en la verificación del recorrido más importante del proceso constructivo y proyectual, para seguir con su desarrollo, como una manera de entender los motivos que llevaron a las decisiones tanto como las decisiones mismas conseguidas y documentadas en el edificio. Un levantamiento arquitectónico debe permitir el conocimiento preciso de la morfología y dimensiones del objeto de estudio; el conocimiento técnico y material que ayude a comprender las modalidades constructivas y las condiciones actuales tanto de degradación como alteración; el llevar el objeto de estudio a un plano debido a la observación directa; y observaciones históricas debido a una aproximación preliminar (Almagro, 2016, p. 17).

El levantamiento arquitectónico se debe entender como la forma primaria de conocimiento y por tanto el conjunto de procedimientos, las medidas y el análisis indispensable para entender y documentar la configuración completa del bien arquitectónico (Jiménez y Pinto, 2003, p. 49).

Se entiende por levantamiento arquitectónico como la adquisición de conocimiento sobre la forma de una estructura o área, para ello se realiza una toma de medidas de las diferentes áreas, la cantidad de información recolectada necesita ser legible y debe estar de manera ordenada considerando la documentación existente si es que lo hubiese.

#### **3.1.1 Ubicación y descripción de la zona de estudio**

##### **Antecedentes**

Actualmente el Distrito de San Juan de Miraflores es considerado como emergente, esto debido a que antes era visto como un distrito marginal y a comparación de los distritos de Lima ha pasado a constituirse en un polo de desarrollo; ya que dentro de este están ubicados los núcleos industriales, comerciales y servicios importantes a nivel de Lima Sur y con una visión de expansión.

## Ubicación

San Juan de Miraflores, se encuentra situado al Sur de la Provincia de Lima a unos 25 Km del Centro de Lima.

Se encuentra delimitado al Norte con el Distrito de Santiago de Surco y La Molina, al Sur con Villa el Salvador, al Este con Villa María del Triunfo y al Oeste con Chorrillos.

El proyecto de investigación se encuentra situado en el Distrito de San Juan de Miraflores, Provincia y Departamento de Lima, Jr. Ismael Escobar S/N, Pamplona Baja.

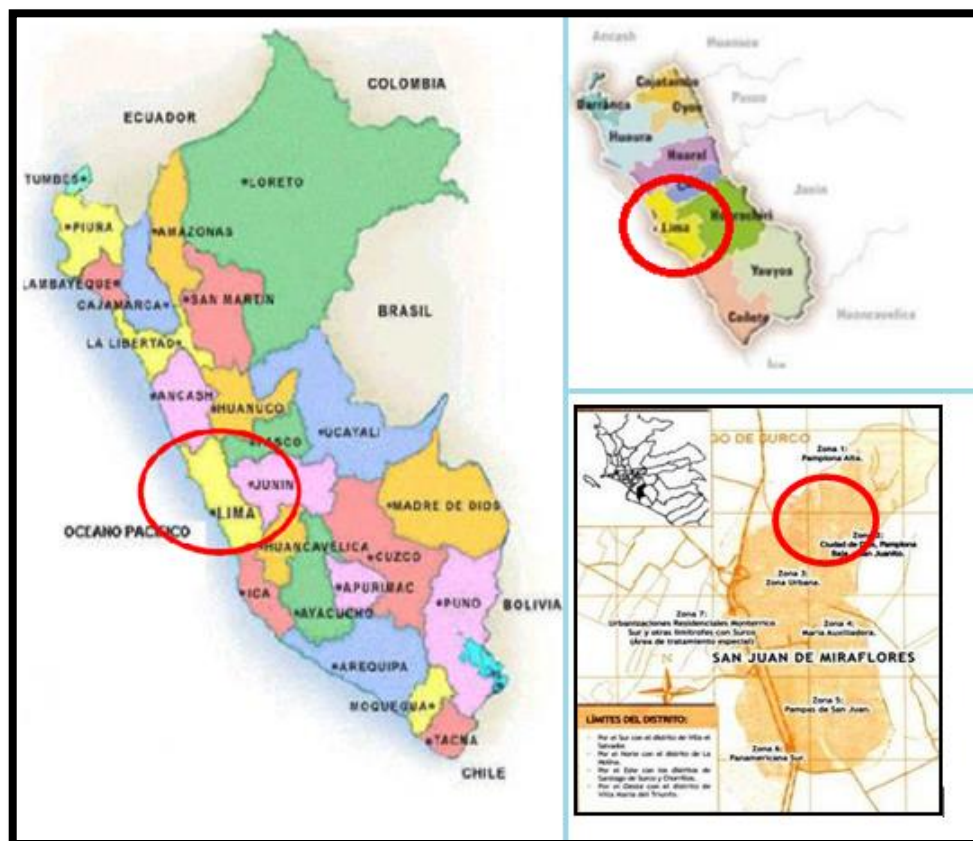


Figura 1. Plano de ubicación de departamento Lima

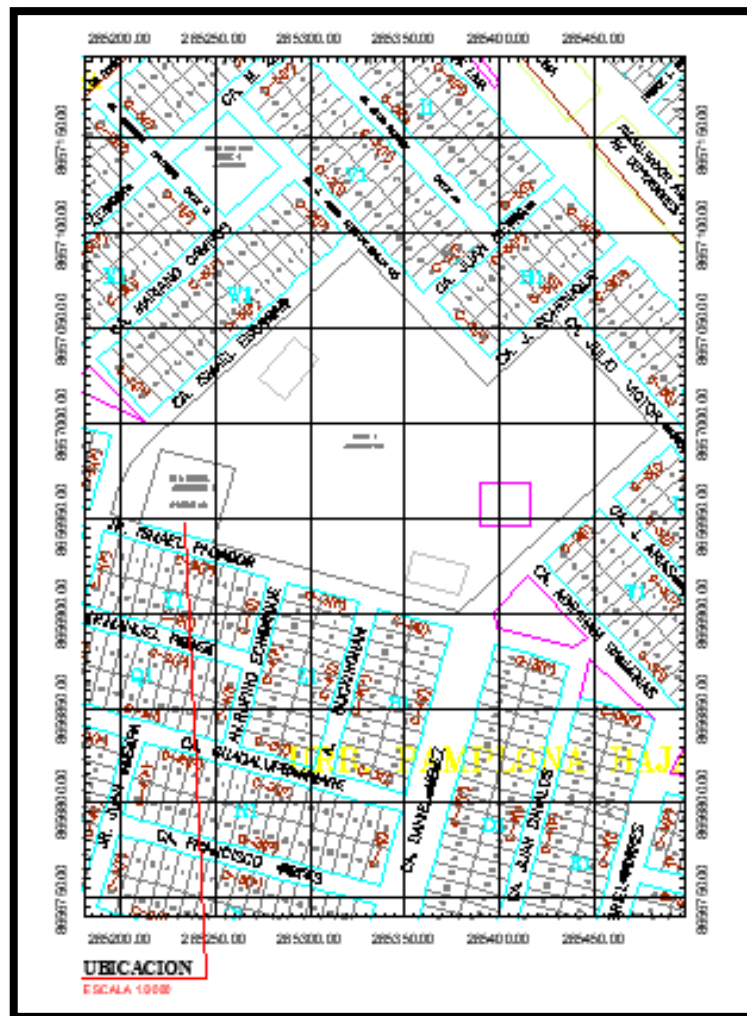


Figura 2. Plano de ubicación

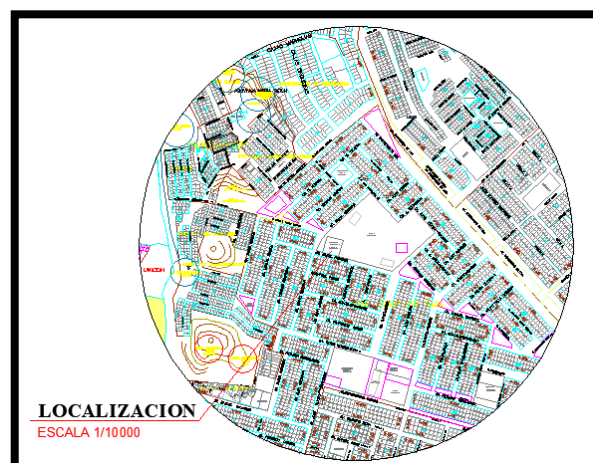


Figura 3. Plano de localización

### 3.1.2 Recopilación de Información

#### Trabajo de Campo

##### Información General

Para la realización del levantamiento arquitectónico de las aulas pertenecientes al pabellón “C” de la institución educativa, se tomaron las medidas de las mismas, haciendo uso de la wincha, medidor laser, lápiz y papel.



Figura 4. Toma de datos para la realización del levantamiento arquitectónico

## Trabajos de Gabinete

Después de haber obtenido la información del levantamiento, se procedió a realizar el plano en planta de los dos niveles del pabellón “C”, las medidas de las columnas, vigas, muros, alfeizar, puertas y escalera, se realizó utilizando el programa AutoCAD.

En la realización del plano de primer y segundo nivel de Arquitectura se colocaron los elementos estructurales, tabiquería y mobiliario.

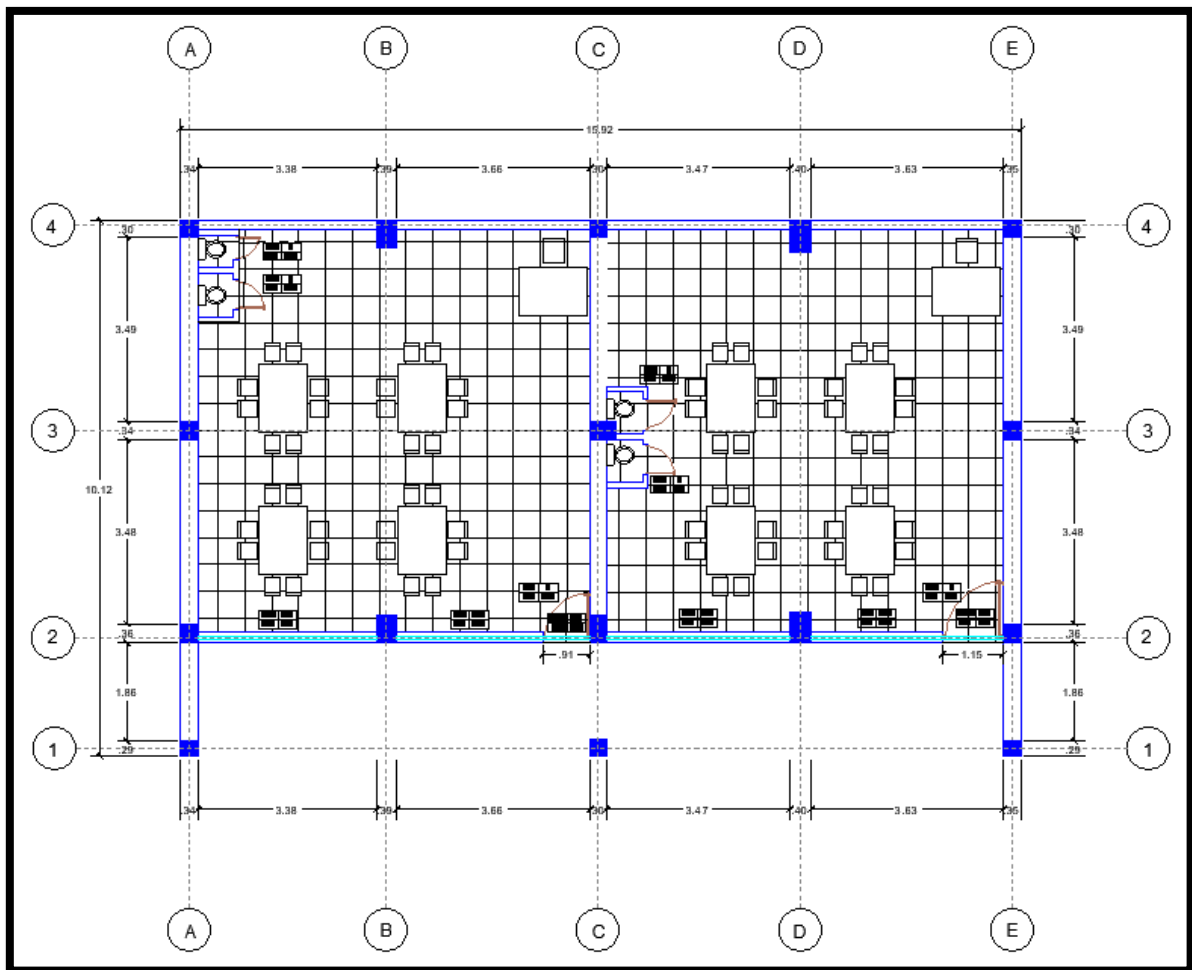


Figura 5. Plano vista en planta - primer nivel



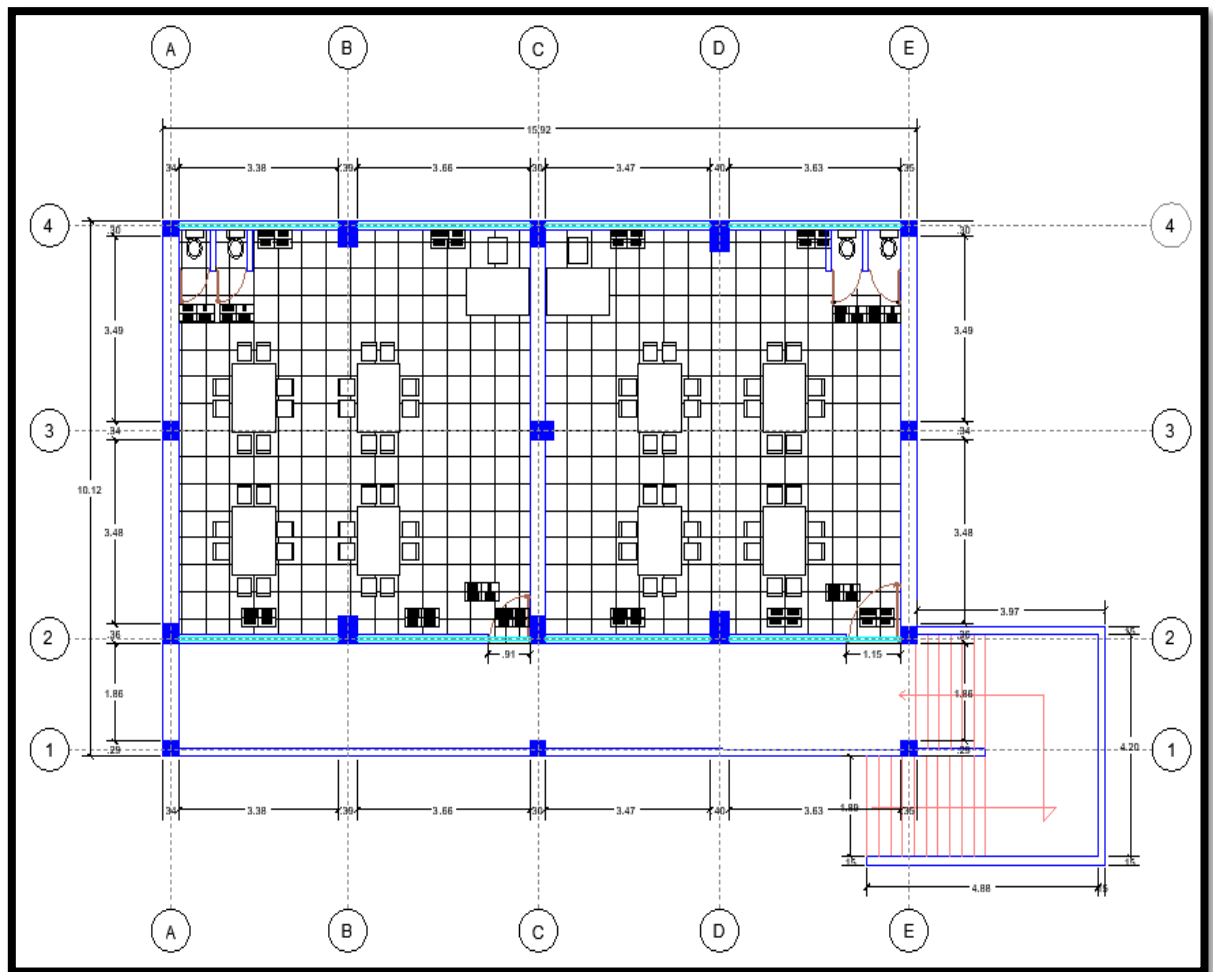


Figura 6. Plano vista en planta - segundo nivel

Una vez elaborado los planos en planta y con la información procedente del levantamiento se procedió a realizar las elevaciones en los diferentes ejes: 1-1/A-E, 2-2/A-E, 1-4/E-E, 4-4/A-E, esto con la recopilación previa en el levantamiento arquitectónico.

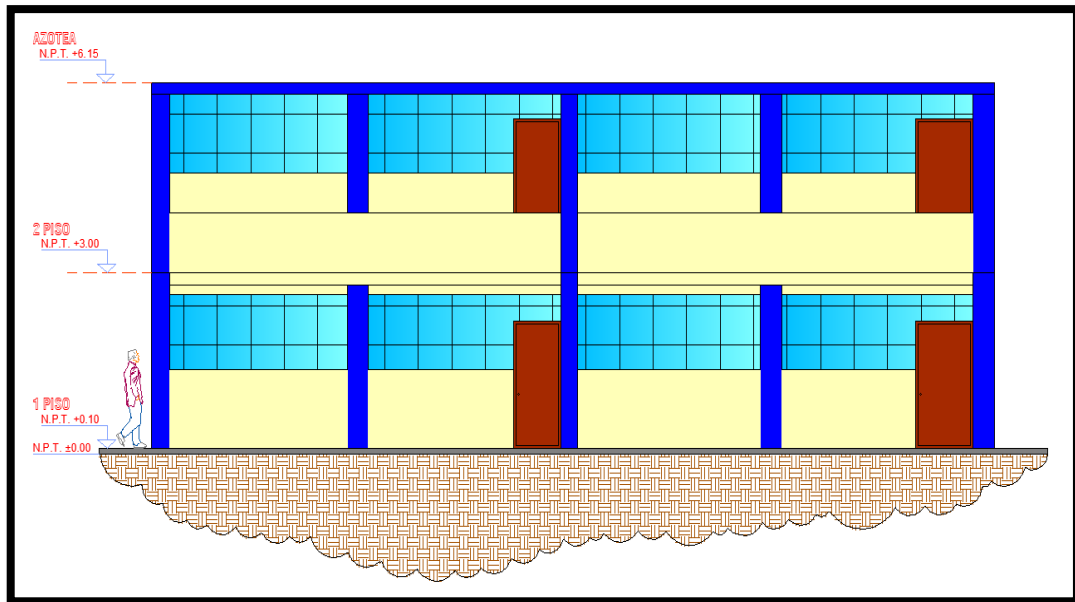


Figura 7. Plano de elevación de la parte frontal del pabellón “C” – eje: 1-1/A-E

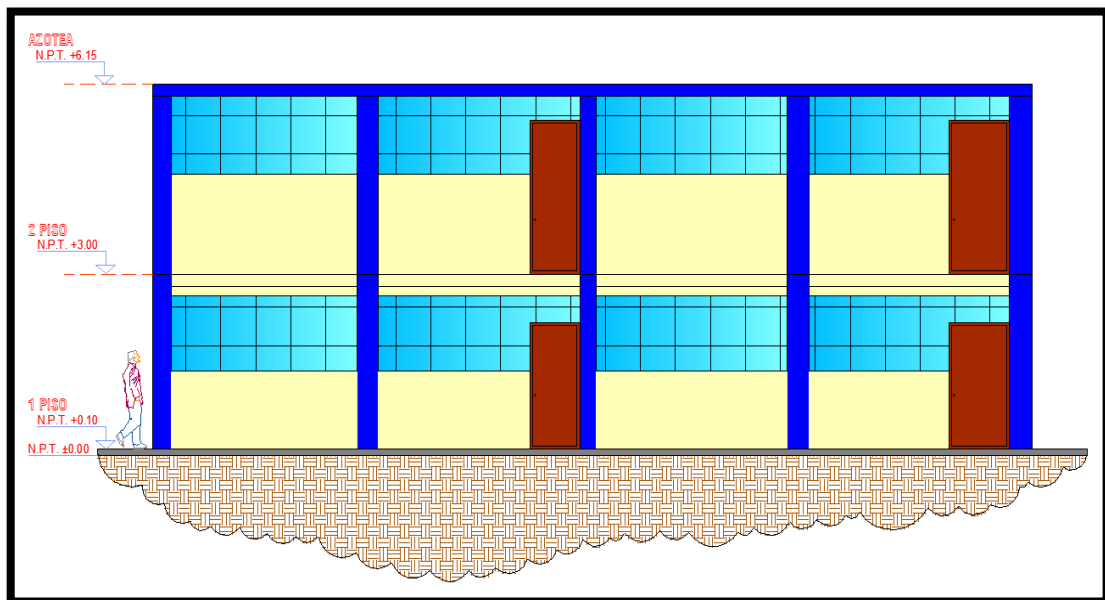


Figura 8. Plano de elevación corte eje: 2-2/A-E - vista frontal del pabellón “C”

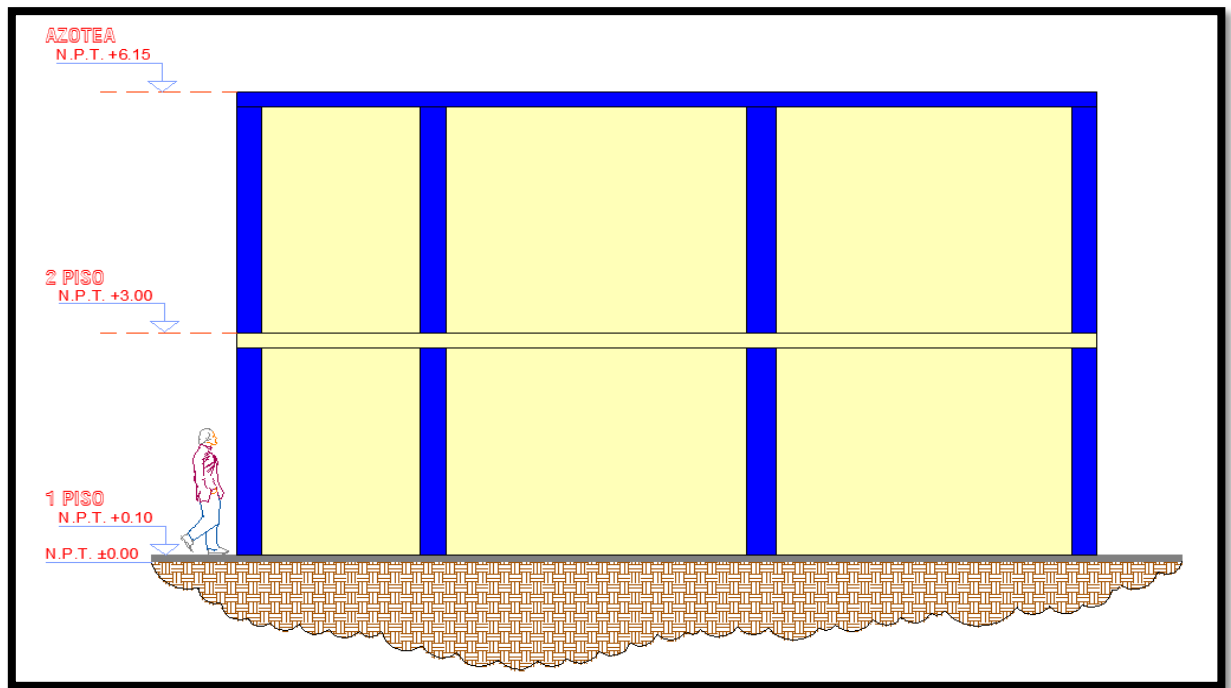


Figura 9. Plano de elevación corte eje: 1-4/E-E - vista frontal del pabellón "C"

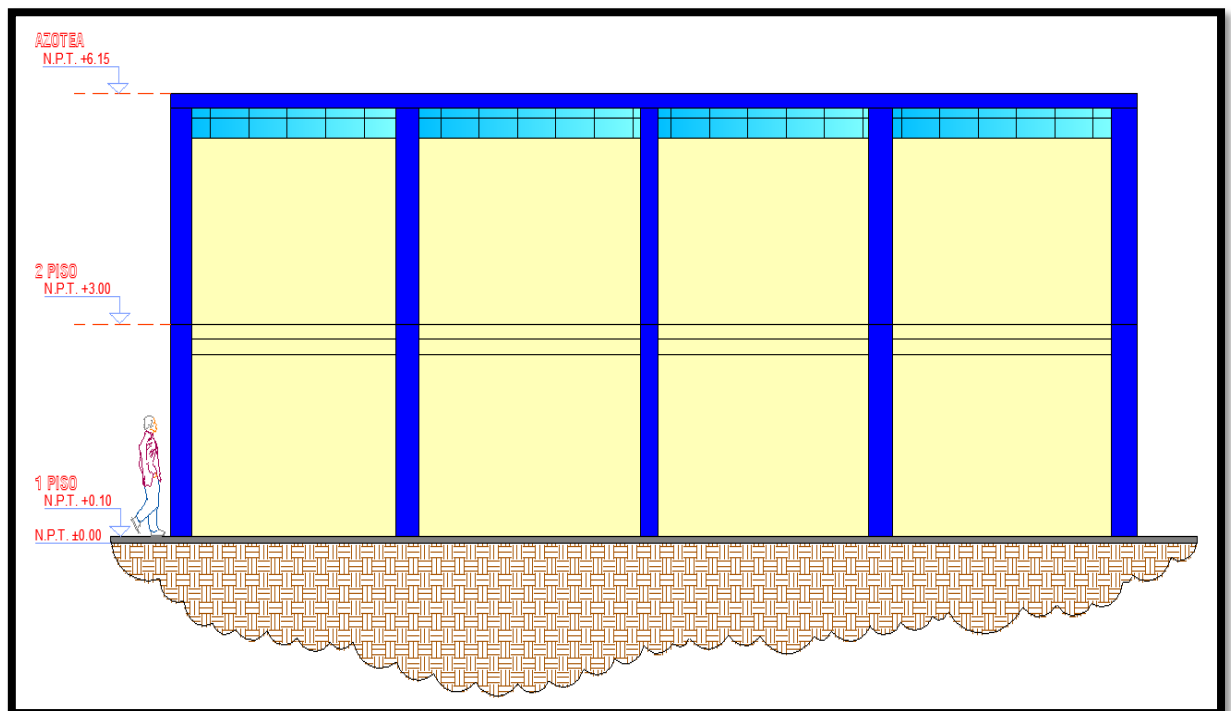


Figura 10. Plano de elevación corte eje: 4-4/A-E - vista frontal del pabellón "C"

Después de haber realizado los planos de elevación se prosiguió a realizar el levantamiento estructural que tiene como objetivo definir, registrar la configuración general del modelo de la estructura, registrar las características geométricas.

Para la realización del plano de planta de cimentación del primer nivel, se consideró que tenía una cimentación corrida; puesto que al realizar la excavación se pudo observar lo dicho.

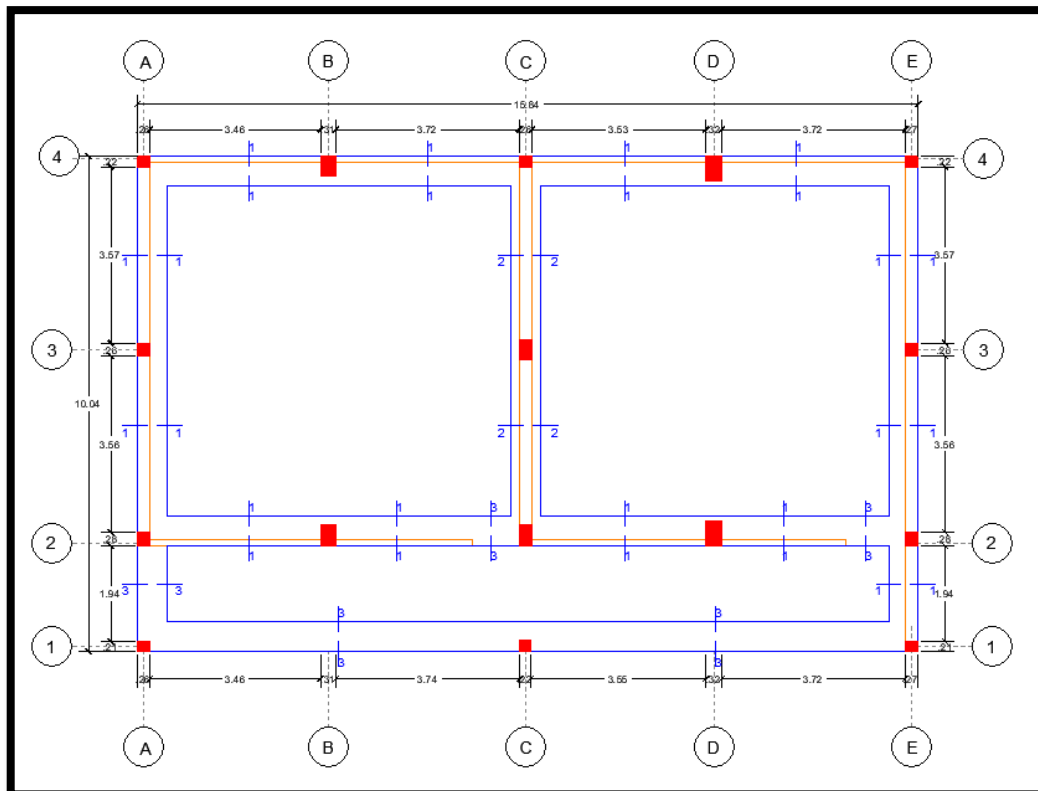


Figura 11. Plano de planta de cimentación

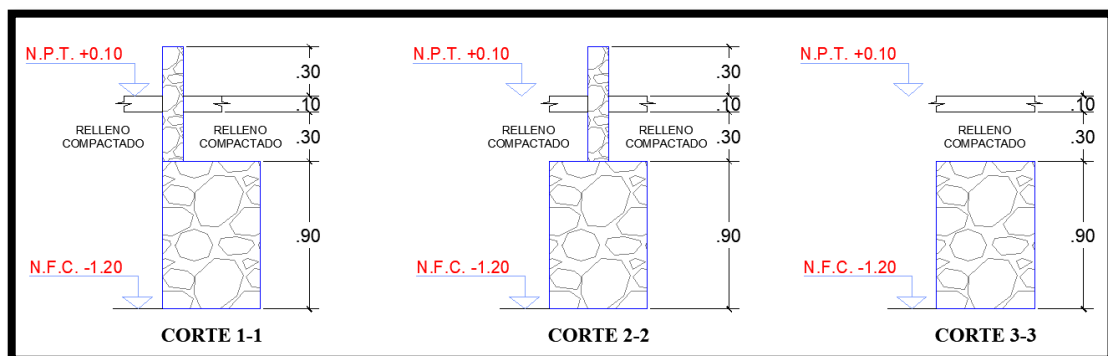


Figura 12. Plano de corte de cimentación

Para la elaboración del plano de detalle de losa aligerada se usaron las medidas del levantamiento arquitectónico para ello se aplicaron un conjunto de operaciones con la base de datos obtenidos y así se obtuvo el espesor de la losa.

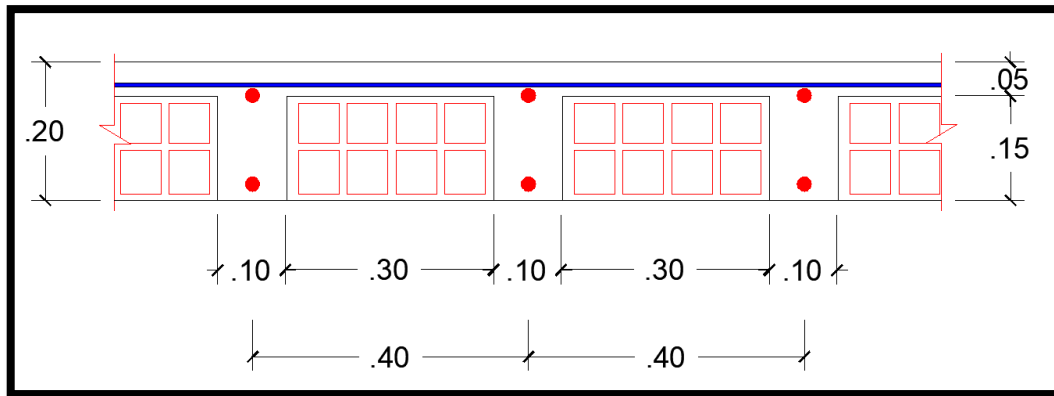


Figura 13. Plano de detalle de losa aligerada

Se elaboró el plano en planta detallando las vigas y columnas, las dimensiones de dichos elementos estructurales fueron en base a los datos recopilados en el levantamiento arquitectónico.

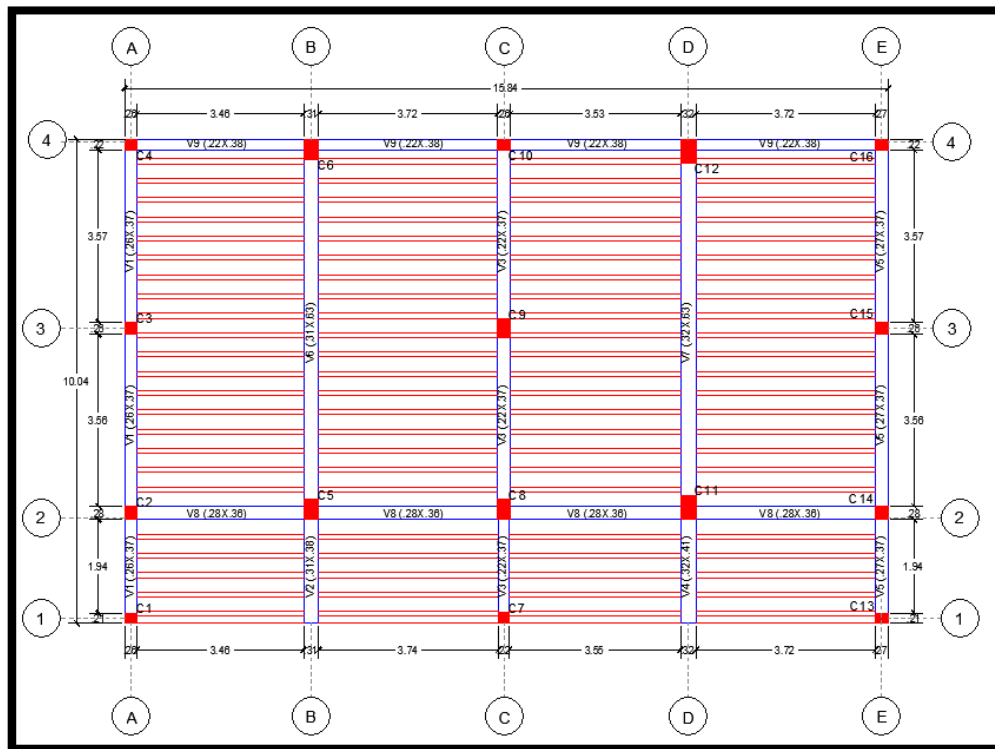


Figura 14. Plano de detalle de acero en losa aligerada – primer nivel

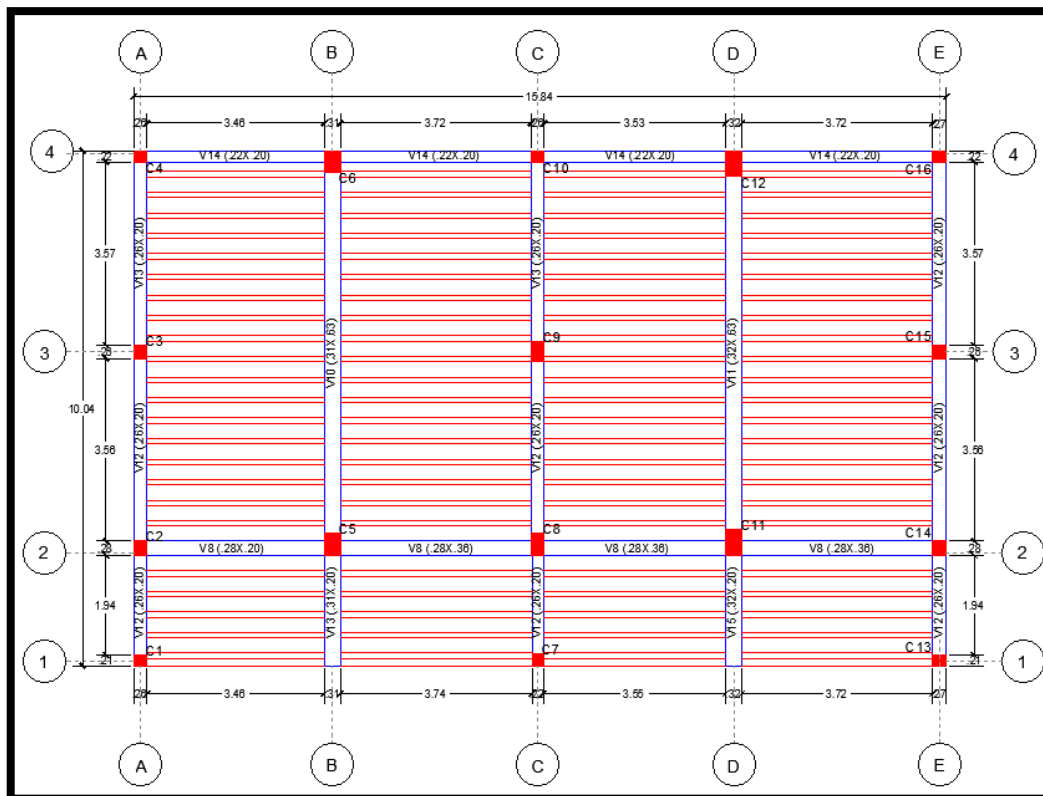


Figura 15. Plano de detalle de acero en losa aligerada – segundo nivel

CUADRO DE COLUMNAS					
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1° A L 2° P I S O					
	(26 x 21)	(26 x 26)	(26 x 26)	(26 x 22)	(26 x 28)
	4Ø3/8"	4Ø3/8"	4Ø1/2"	4Ø5/8"	4Ø5/8"+2Ø3/4"
	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.
	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10
	(31 x 42)	(22 x 23)	(26 x 43)	(39 x 26)	(22 x 31)
	4Ø5/8"+2Ø3/4"	4Ø3/4"	Ø 5/8"	4Ø3/4"	4Ø1/2"
	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.
	C-11	C-12	C-13	C-14	C-15
	(32 x 51)	(32 x 50)	(27 x 21)	(27 x 28)	(27 x 26)
	4Ø5/8"+2Ø3/4"	4Ø1/2"+2Ø3/4"	4Ø5/8"	4Ø3/4"	4Ø1/2"
	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.	1 Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.
	C-16				
	(27 x 22)				
	4Ø5/8"				
	Ø 3/8" 2Ø.05, 4Ø.10, Rest.Ø.20 o/a.				

Figura 16. Plano de detalle de columnas

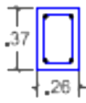
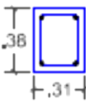

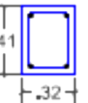
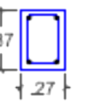
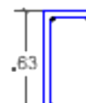
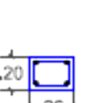



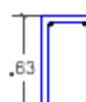
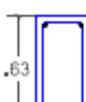
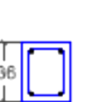
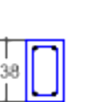
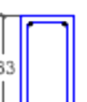
CUADRO DE VIGAS					
TIPO NIVEL	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5
1° A L 2° P I S O					
	(.26 x .37)	(.31 x .38)	(.22 x .37)	(.32 x .41)	(.27 x .37)
	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"
	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.
	V=11	V=12	V=13	V=14	V=15
					
	(.32 x .63)	4Ø1/2"	4Ø1/2"	(.22 x .38)	(.31 x .63)
	4Ø5/8"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"
	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.
	V=6	V=7	V=8	V=9	V=10
					
	(.31 x .63)	(.32 x .63)	(.28 x .36)	(.22 x .38)	(.31 x .63)
	4Ø5/8"	4Ø5/8"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø5/8"
	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.	1 □ Ø 3/8" .1Ø.05 . 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.Ø.20 c/e.

Figura 17. Plano de detalle de vigas

Para la elaboración del plano de muros de los dos niveles se tomaron en cuenta los datos tomados en campo, aquí se detallan las medidas de los muros.

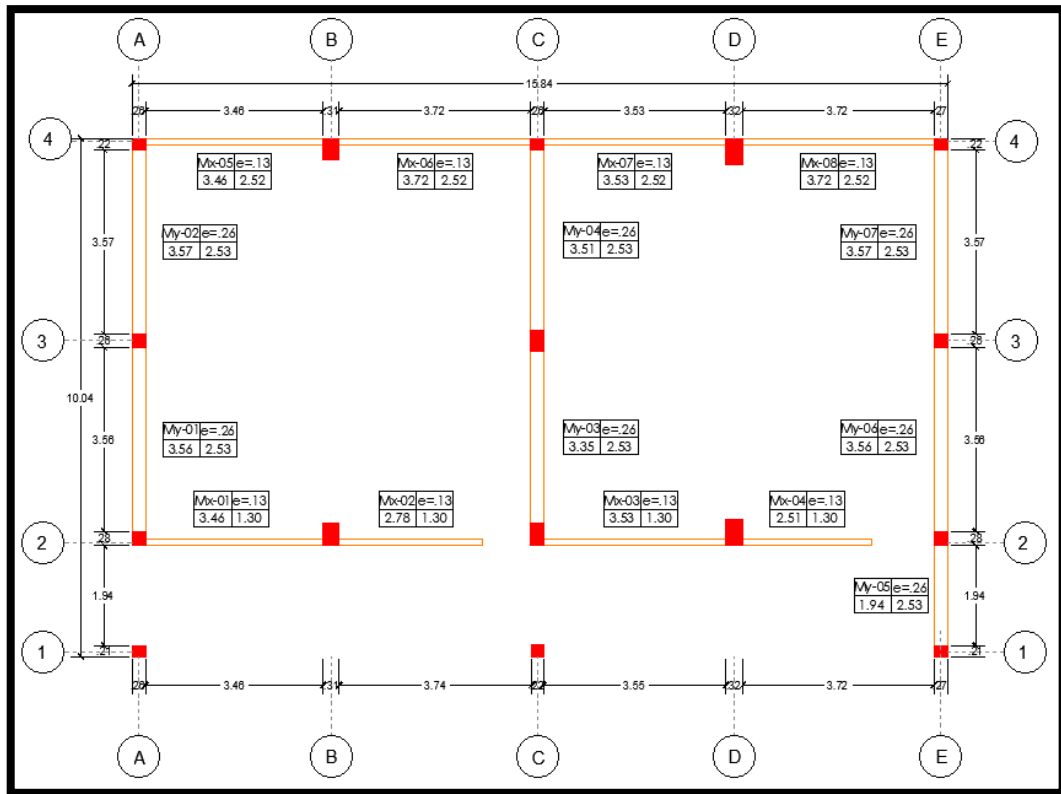


Figura 18. Plano de muros del primer nivel – vista en planta

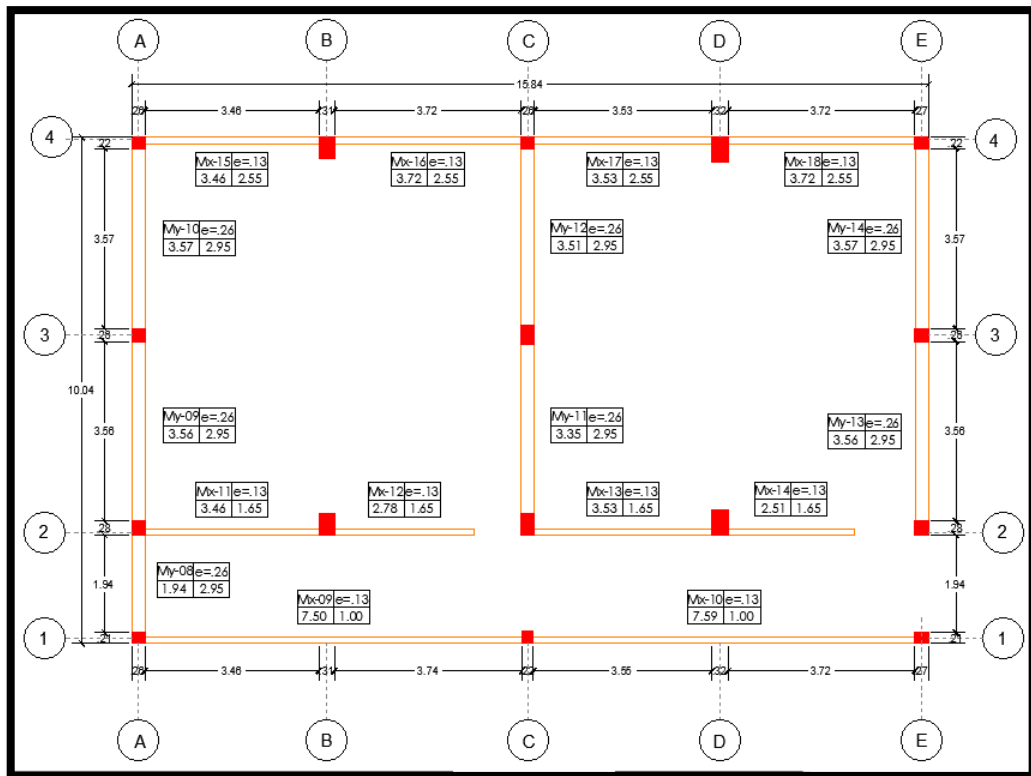


Figura 19. Plano de muros del segundo nivel – vista en planta



### 3.2 Análisis estructural

Con el análisis estructural se puede predecir el comportamiento de la estructura frente a los efectos externos, tales como los cambios de temperatura y movimientos en los apoyos; y/o las cargas prescritas. Las características de interés en el desempeño del diseño de las estructuras son: primero, esfuerzos o resultados de esfuerzos, ya sea esfuerzos axiales, esfuerzos cortantes o momento de flexión; segundo, deflexiones; y tercero, reacciones en los apoyos. Entonces, el análisis de las estructuras por lo general conlleva la determinación de esas cantidades como consecuencia de una condición de carga (Kassimali, 2016, p. 3).

Se define análisis estructural al cálculo de las deformaciones y esfuerzos internos que desarrollan los distintos elementos de la estructura cuando están expuestas a la aplicación de cargas externas (Novely, 2015, p. 5).

Luego del levantamiento arquitectónico, se procedió a realizar el análisis estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, para ello se utilizó el programa ETABS 2016 Ultimate 16.0.1.

A continuación, se detalla todo el proceso del análisis estructural:  
Al iniciar el programa se eligió la opción de sistema métrico MKS (Metros, kilogramos, segundos) y el código de diseño de concreto ACI 318-14.

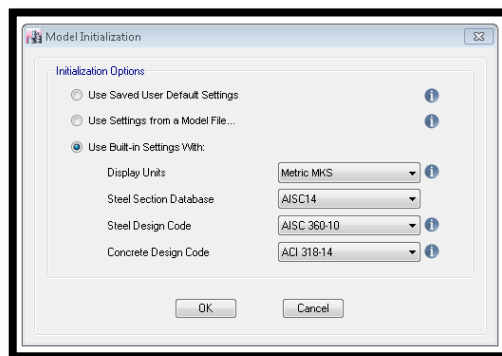


Figura 20. Selección de sistema métrico MKS

Se definieron las grillas, para ello se trazaron líneas que pasaran en medio de las columnas y vigas, teniendo en cuenta también los muros de albañilería.

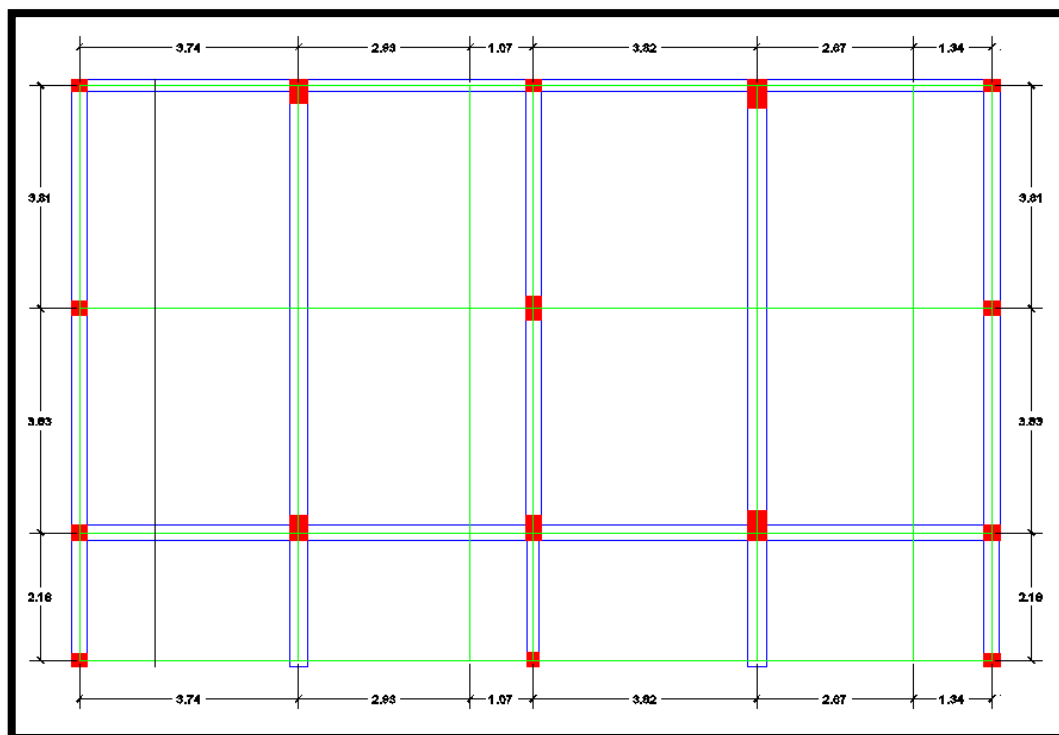


Figura 21. Trazado de ejes para ETABS

También se definieron las alturas de los pisos, en ETABS las alturas se consideran de piso a piso, la altura del primer piso empieza desde el comienzo de la columna eso es inmediatamente encima de la cimentación, por lo que el primer piso tuvo una altura de 3.3 m y el segundo piso una altura de 3.15 m.

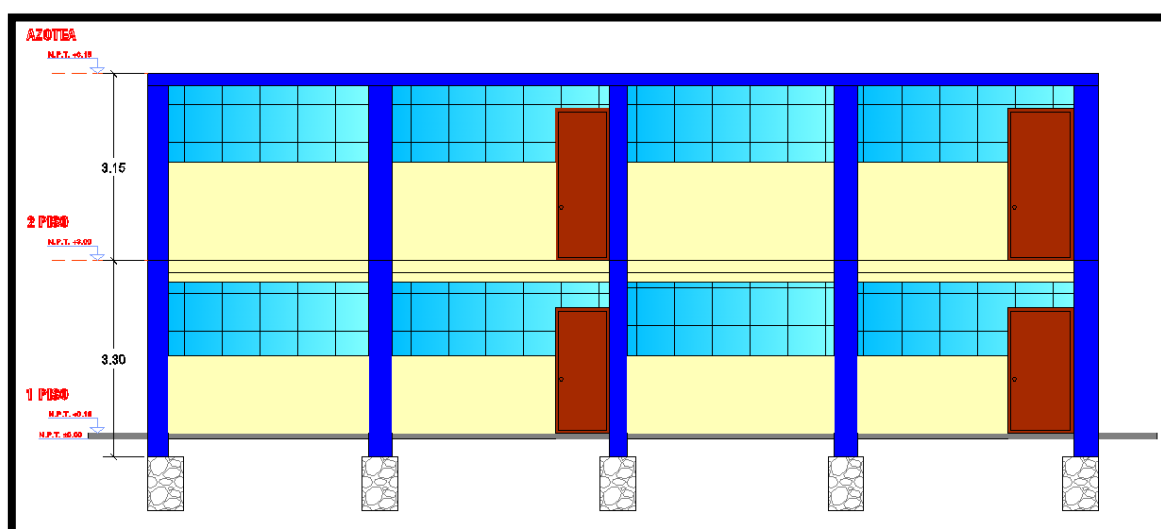


Figura 22. Altura de pisos para ETABS

Además de la definición de grillas y pisos en ETABS también se crearon planos de referencia con la opción “Draw” >> “Draw Reference Planes” que ayudaron con el dibujo de los elementos estructurales

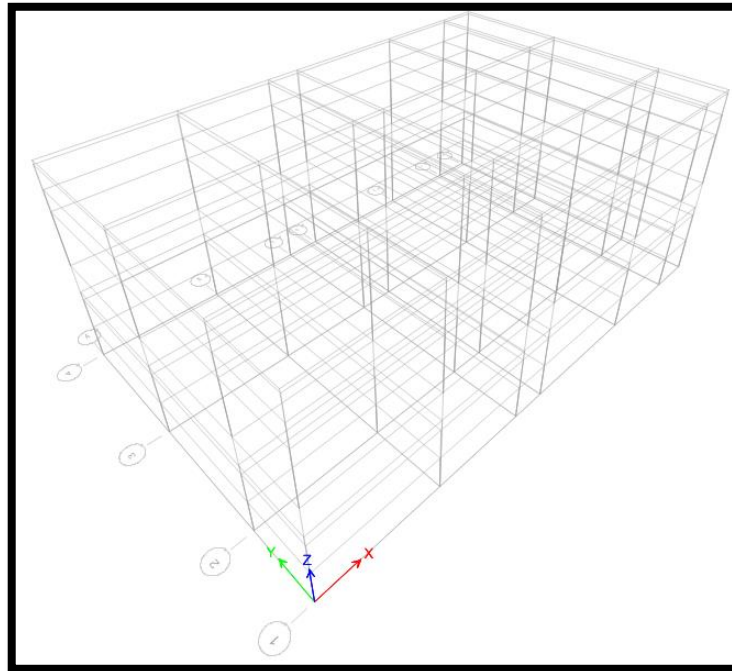


Figura 23. Grillas de ETABS

Luego se definió los materiales, se obtuvieron los valores de la resistencia a la compresión  $f'_c$  de cuatro columnas y dos vigas las cuales son parte de los pórticos principales del primer piso.

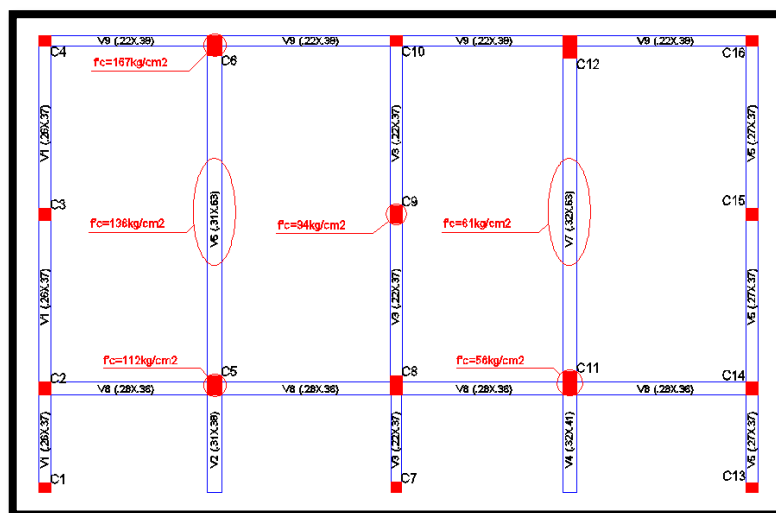


Figura 24. Resistencia del concreto  $f'_c$

Para los demás elementos estructurales se consideraron el promedio:

- Para columnas:  $\frac{112+167+94+56}{4} = 107.25$  redondeado a 100 kg/cm<sup>2</sup>
- Para vigas y losa aligerada:  $\frac{136+61}{4} = 98.5$  redondeado a 98 kg/cm<sup>2</sup>

El módulo de elasticidad del concreto se calcula con la fórmula:

$$Ec = 15000 \times \sqrt{f'c}$$

El peso del concreto se estimó en 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Lo anterior se resume con las siguientes tablas:

*Tabla 2*

*Características de los materiales de las columnas*

<b>Columnas</b>			
<b>Elemento</b>	<b>f'c kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Módulo de elasticidad E kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Peso kg/m<sup>3</sup></b>
C1	100	150000.00	2400
C2	100	150000.00	2400
C3	100	150000.00	2400
C4	100	150000.00	2400
C5	112	158745.08	2400
C6	167	193842.72	2400
C7	100	150000.00	2400
C8	100	150000.00	2400
C9	94	145430.40	2400
C10	100	150000.00	2400
C11	56	112249.72	2400
C12	100	150000.00	2400
C13	100	150000.00	2400
C14	100	150000.00	2400
C15	100	150000.00	2400
C16	100	150000.00	2400

**Fuente:** Elaboración propia

Tabla 3

Características de los materiales de las vigas

Vigas			
Elemento	f'c kg/cm2	Módulo de elasticidad E kg/cm2	Peso kg/m3
V1	98	148492.42	2400
V2	136	174928.56	2400
V3	98	148492.42	2400
V4	61	117153.75	2400
V5	98	148492.42	2400
V6	136	174928.56	2400
V7	61	117153.75	2400
V8	98	148492.42	2400
V9	98	148492.42	2400
V10	98	148492.42	2400
V11	98	148492.42	2400

Fuente: Elaboración propia

Para la definición del material de albañilería no se pudieron obtener los datos por medio de ensayos puesto que estos ensayos son muy destructivos para la estructura, y al estar la estructura en riesgo supone una mayor inseguridad, por lo tanto, estos datos se estiman de Loa, G. (2017) en su tesis titulada: Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997 para las unidades de albañilería se obtuvieron la resistencia a la compresión  $f'_m$  de 40 kg/cm2 y resistencia al corte  $v'_m$  de 6.5 kg/cm2.

El módulo de elasticidad de la albañilería se calculó de acuerdo a lo señalado en el artículo 24.7 de la norma de albañilería “E.070” con la fórmula:

$$Em = 500xf'm$$

El peso de la albañilería se estimó en 1900 kg/m3.

Tabla 4

Características del material de albañilería

Albañilería		
f'm kg/cm2	Módulo de elasticidad E kg/cm2	Peso kg/m3
40	20000.00	1900

Fuente: Elaboración propia

El acero visto en campo no mostraba signos de oxidación, para la definición del material de acero grado 60 se utilizó el módulo de elasticidad y el peso que tenía por defecto el programa ETABS

- $E_s = 2038901.92 \text{ kg/cm}^2$
- $W_s = 7849.05 \text{ kg/m}^3$

El esfuerzo de fluencia  $f_y$  se estimó en  $4200 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5

*Características del material de acero*

<b>Acero</b>		
<b><math>f_y \text{ kg/cm}^2</math></b>	<b>Módulo de elasticidad <math>E \text{ kg/cm}^2</math></b>	<b>Peso <math>\text{kg/m}^3</math></b>
4200	2038901.92	7849.05

**Fuente:** Elaboración propia

Los datos mostrados anteriormente se trasladaron al ETABS, Para definir los materiales en ETABS se usó la opción “Define” >> “Material Properties...”.

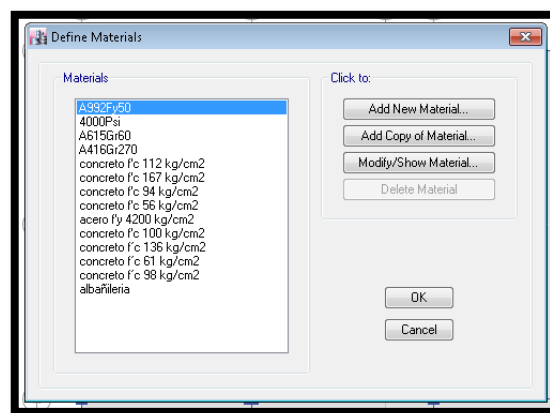


Figura 25. Definición de materiales en ETABS

Por medio del levantamiento arquitectónico se obtuvieron las secciones de los elementos estructurales tanto de columnas, vigas y albañilería, estos datos se resumen en las siguientes tablas:

Tabla 6

*Definición de secciones de columnas*

<b>Columnas</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Base</b>	<b>Altura</b>
C1	26	21
C2	26	28
C3	26	26
C4	26	22
C5	31	43
C6	31	42
C7	22	23
C8	22	43
C9	39	26
C10	22	22
C11	32	51
C12	32	50
C13	27	21
C14	27	28
C15	27	26
C16	27	22

**Fuente:** Elaboración propia

Tabla 7

*Definición de secciones de vigas*

<b>Vigas</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Base</b>	<b>Altura</b>
V1	26	37
V2	31	38
V3	22	37
V4	32	41
V5	27	37
	31	63
V7	32	63
V8	28	36
V9	22	38
V10	31	63
V11	32	63
V12	26	20
V13	31	20
V14	22	20
V15	32	20

**Fuente:** Elaboración propia

Tabla 8

*Definición de secciones de albañilería*

Albañilería
Elemento
muro e=13cm
muro e=26cm
<b>Fuente:</b> Elaboración propia

Tabla 9

*Definición de sección de losa aligerada*

Losa aligerada
Elemento
Losa aligerada e=20cm
<b>Fuente:</b> Elaboración propia

Los datos anteriores de secciones de los elementos estructurales se ingresaron a ETABS por medio de las siguientes opciones, para columnas y vigas al ser elementos tipo “frame” o línea se usó la opción “Define” >> “Section Properties” >> ”Frame Section”, en el ingreso de las vigas no se consideraron las vigas que están entre dos muros puesto que estas vigas sirven de confinamiento y brindan transferencia de cargas pero no están expuestas a flexión, por lo que no es necesario considerarlas y además el considerarlas haría que el programa se tardara más en calcular sin notar variaciones que puedan afectar el cálculo.

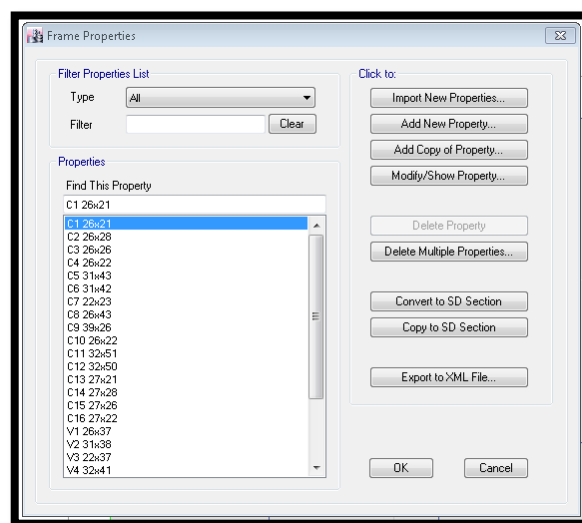


Figura 26. Definición de secciones de vigas y columnas en ETABS



Tanto la losa aligerada como los muros de albañilería son elementos tipo “shell” o área, para la losa aligerada se usó la opción “Define” >> “Section Properties” >> ”Slab Sections...”, en “type” se seleccionó la opción “Ribbed” y se configuro una losa aligerada de 20 cm de espesor en dirección del eje “x”, cabe señalar que esta opción no considera el peso del ladrillo de techo por lo que al momento de definir los pesos de los elementos se debe considerar como un peso adicional.

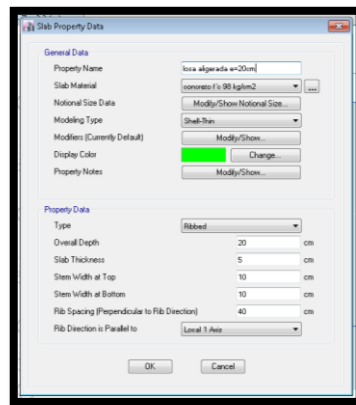


Figura 27. Definición de sección de losa aligerada en ETABS

para los muros de albañilería se usó la opción “Define” >> “Section Properties” >> ”Wall Sections...”.

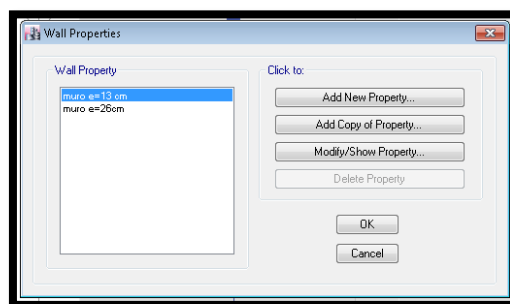


Figura 28. Definición de secciones de albañilería en ETABS

Al momento de definir secciones tipo “shell” se debe tener en cuenta la opción Modeling Type (tipo de modelado), dentro de esta opción se puede elegir una de las cuatro opciones, las opciones más importantes para hacer este tipo de modelado son Shell-Thin (elemento área delgado) y Shell-Thick (elemento área grueso), el elemento Shell-Thin asume

la formulación de Kirchoff al no considerar deformaciones por cortante mientras que Shell-Thick asume la formulación de Mindlin en el cual si se consideran las deformaciones por cortante, para saber cuál de las dos opciones usar se puede usar la siguiente formula:

Si  $\frac{L}{e} \geq 20$  entonces el tipo de modelado se puede considerar Shell-Thin, de lo contrario se considera al elemento Shell-Thick, donde L = longitud del elemento, e = espesor del elemento.

Una vez definidos los materiales y secciones, se procedió con el dibujado de los elementos estructurales, esto con ayuda de las opciones del menú rápido de dibujo que se encuentra en la parte izquierda del programa que corresponden a la opción “Draw” y de las grillas previamente definidas.

En primer momento las vigas quedaron desalineadas con las vigas, para alinearlas se usó la opción “Assign” >> “Frame” >> “Insertion Point”, dejando la casilla “Do not transform frame stiffness for offsets from centroid for non-P/T floors” desmarcada, esto con la finalidad que al alinear las columnas con las vigas también cambie la matriz de rigidez y no sea solo un cambio visual.

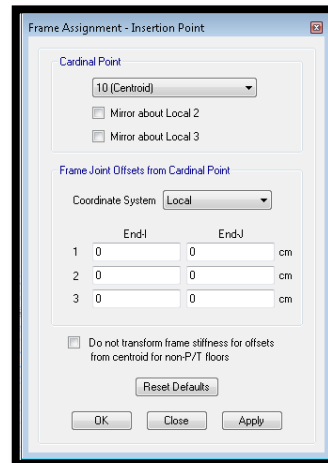


Figura 29. Alineación de columnas y vigas con la opción” Insertion Point” en ETABS

En el modelado se consideró la tabiquería debido a que no tenían las juntas correspondientes entre la tabiquería y las columnas lo que produce el efecto de columna corta, si no se considerara la tabiquería se estaría despreciando este efecto y las fuerzas que

genera en las columnas, la norma “E.030 sismorresistente” en el artículo 25.5 menciona que el modelo estructural deberá considerar la tabiquería si no se encuentra debidamente aislada.

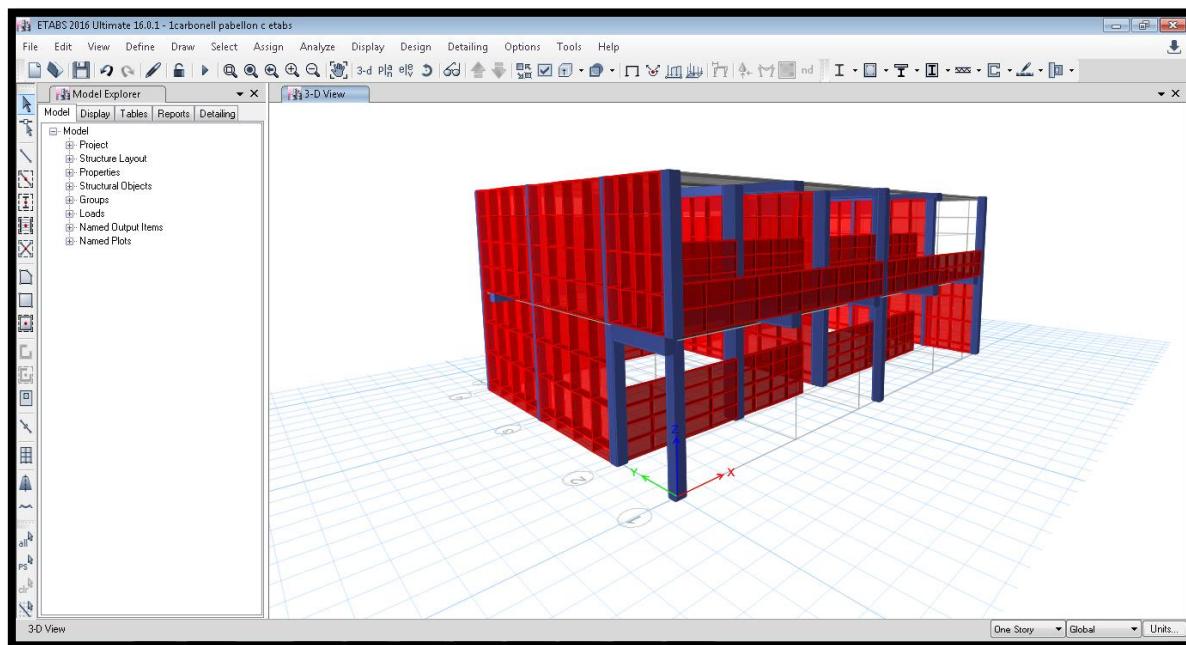


Figura 30. Modelo 3D del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell

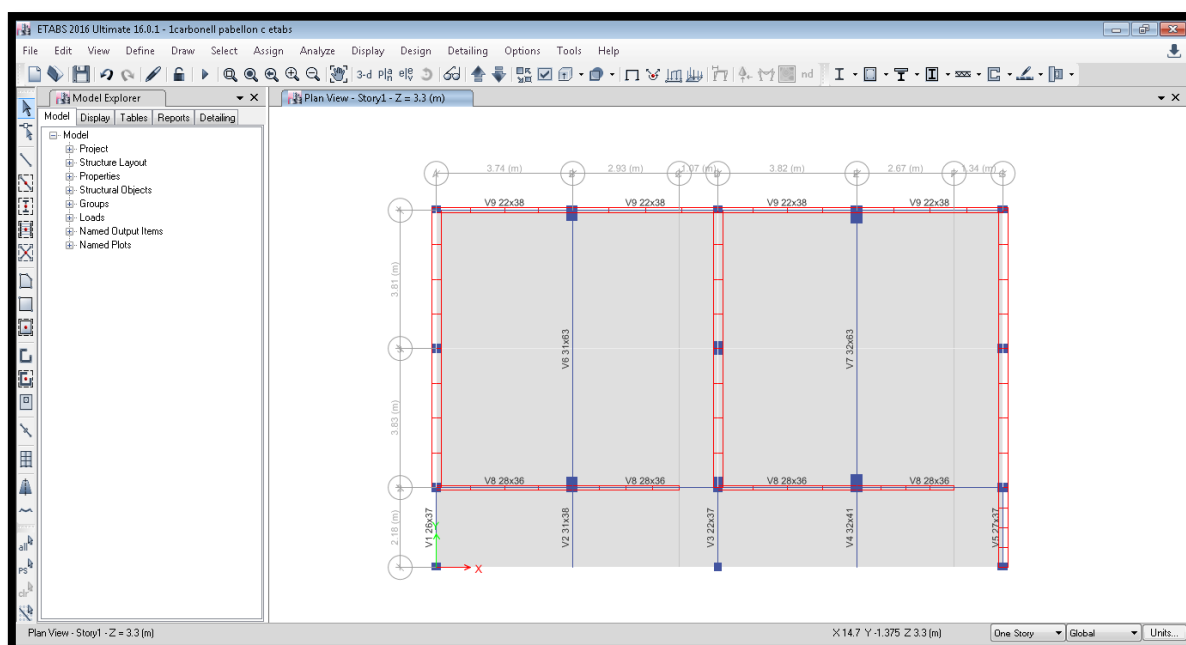


Figura 31. Plano del piso 1 del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell

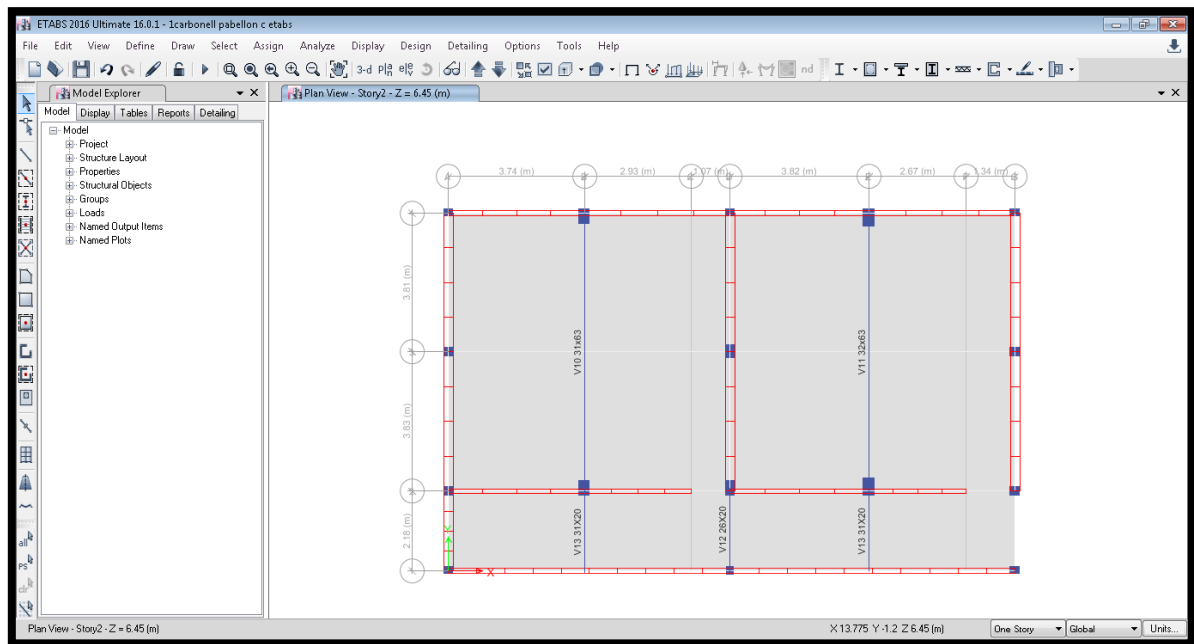


Figura 32. Plano del piso 2 del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell

Los muros de albañilería al ser elementos tipo “shell” se discretizaron en elementos más pequeños, para ello se usó la opción “Edit” >> “Edit shells” >> “Divide shells...”, esta opción permite discretizar los elementos tipo “shell” explícitamente por lo que se puede seleccionar los puntos de intersección entre los elementos discretizados, esto con la finalidad de seleccionar los puntos de los muros de albañilería en la base para asignar los apoyos fijos. En el caso de las losas aligeradas la discretización es por medio de la opción “Assign” >> “Shell” >> “Floor Auto Mesh Options...”, esta opción discretiza los elementos tipo “shell” implícitamente por lo que no muestra los puntos entre los elementos discretizados, para el modelado se ha dejado marcada la opción “Default”.

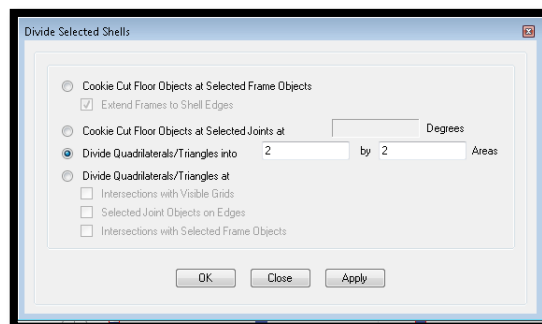


Figura 33. Discretización de los muros de albañilería en ETABS

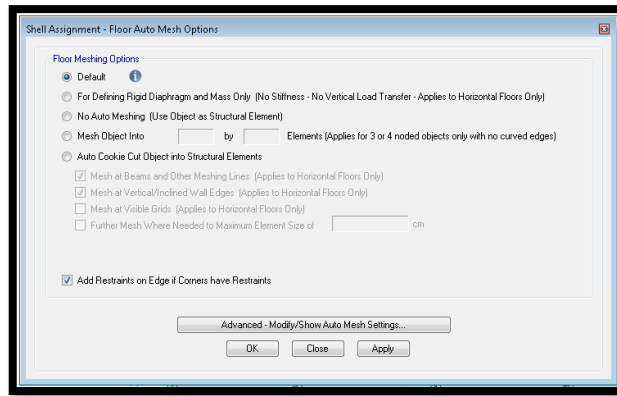


Figura 34. Discretización de las losas aligeradas en ETABS

Realizado el modelo, se procedió a asignar los apoyos en la base para ello se seleccionó el plano base y se seleccionaron los puntos de las columnas y en la opción “Assign” >> “Joint” >> “Restraints...”, las cuales se consideraron como apoyo empotrado por estar empotradas en la cimentación, en cambio para los muros de albañilería se consideró apoyos fijos puesto que el muro y la cimentación solo está unido por una capa de mortero lo que supone que no hay suficiente rigidez para considerar al muro empotrado.

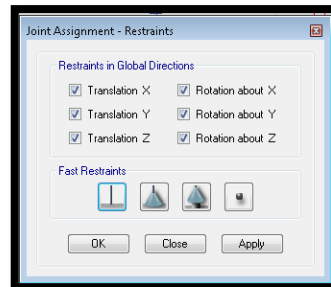


Figura 35. Asignación de juntas de empotramiento en columnas

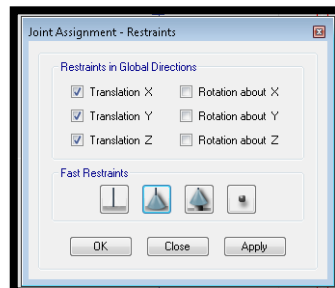


Figura 36. Asignación de juntas de empotramiento en columnas

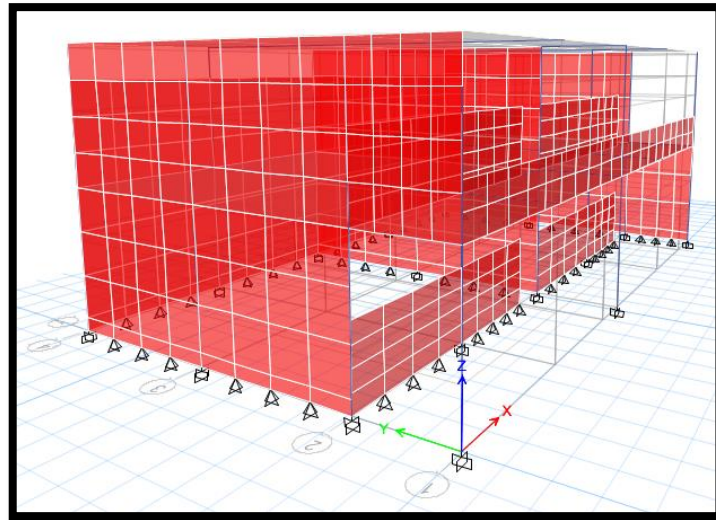


Figura 37. Asignación de apoyos en muros de albañilería y columnas

Para el análisis estructural ETABS toma por defecto para los elementos tipo “frame” el centroide de los elementos y considera que hay esfuerzos de momentos y deflexión en toda la longitud de la viga, esto en la vida real no es cierto puesto que en la parte del nodo entre la columna y viga hay un aumento de rigidez por lo que en este punto en la viga no actúan esfuerzos de momento ni deflexión, para modelar este comportamiento primero se seleccionan todos los elementos “frame”, para ello se usa la opción “Select” >> “Select” >> “Object Type” y seleccionar “Columns” y “Beams”.

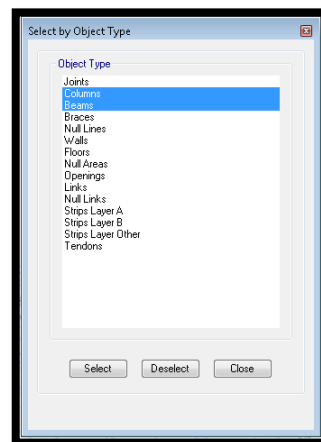


Figura 38. Selección de columnas y vigas en ETABS

Elegidos los elementos se usó la opción “Assign” >> “Frame” >> “End Length offsets...” dentro de esta opción, se encuentra “Rigid-zone factor” distintos autores varían este valor entre 0.50 a 0.80, en el manual de análisis de referencia de ETABS recomienda el valor de 0.50 (2016, p. 130), mientras que el Dr. Ricardo Oviedo Sarmiento en su libro titulado diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado recomienda un valor de 0.75 (2016, p. 90), para el modelo se consideró el valor de 0.75.

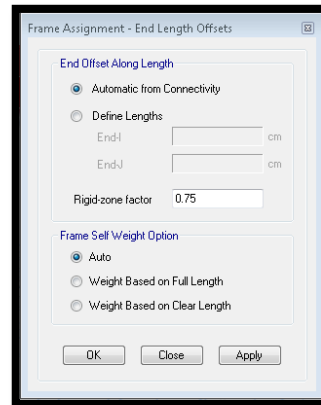


Figura 39. Asignación del valor 0.75 en “Rigid-zone” factor en ETABS

A los muros de albañilería se les asigno “Pier Labels” con estas etiquetas ETABS identifica que son muros portantes y determina los esfuerzos actuantes, para ello se utilizó la opción “Assign” >> “Shell” >> “Pier Label...”, para el modelo fueron necesarios 9 “Pier Label”.

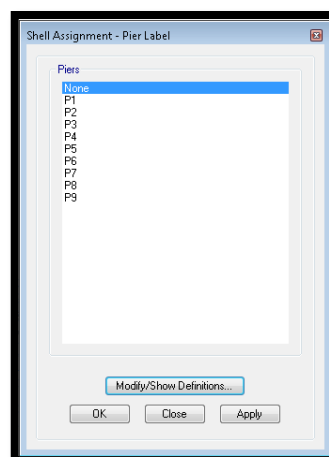


Figura 40. Asignación de “Pier Label” a los muros de albañilería en ETABS

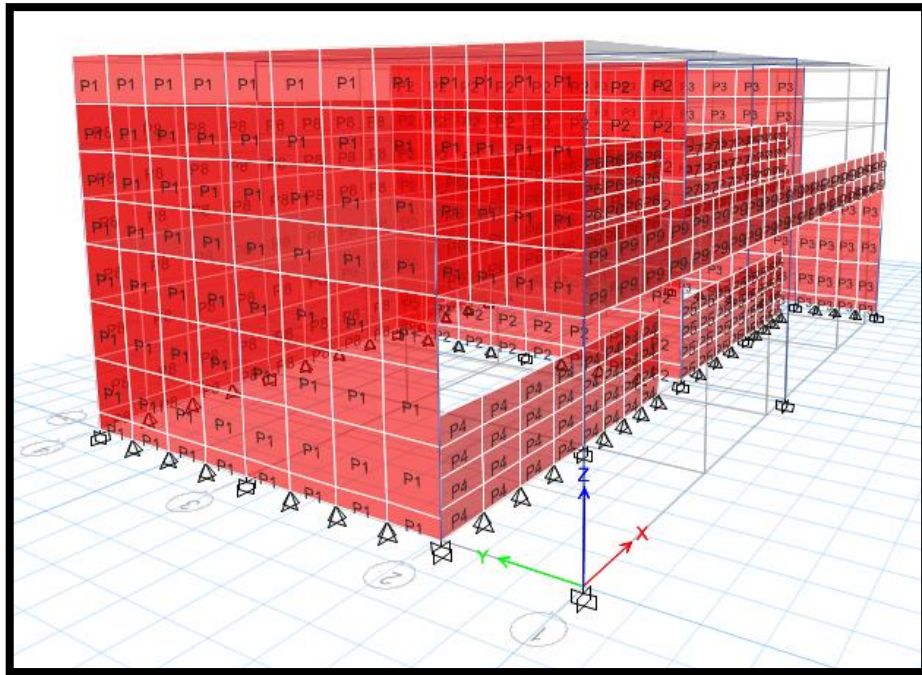


Figura 41. Modelo 3D de muros de albañilería con “Pier Label” en ETABS

Las cargas se establecieron de acuerdo a la RNE con la norma “E 020 cargas”, se consideran las cargas del peso propio, aulas, corredores, tabiquería móvil, carga de techo y la carga del ladrillo puesto que la losa aligerada modelada en ETABS no lo considera. Las cargas del peso propio son proporcionadas por el ETABS, las cargas vivas se especifican en la tabla 1 del artículo 6, para aulas 250 kg/m<sup>2</sup>, corredores 400 kg/m<sup>2</sup>, el artículo 6. 3 menciona que la tabiquería móvil se debe considerar en 50 kg/m<sup>2</sup>, en el artículo 7.1 menciona que las cargas vivas de techo se deben considerar en 100 kg/m<sup>2</sup>.

Para obtener el peso del ladrillo se calculó la cantidad de ladrillos en un metro cuadrado y luego se multiplico por el peso unitario de cada ladrillo como se demuestra:

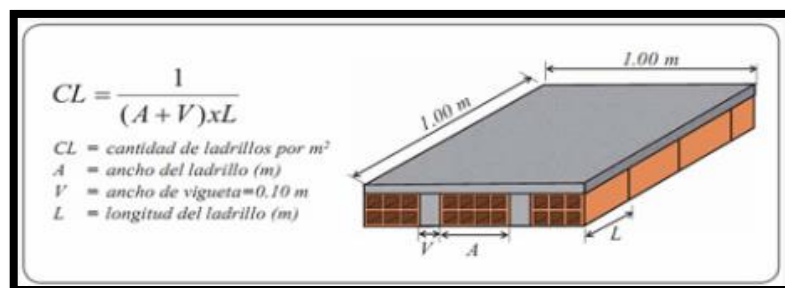


Figura 42. Fórmula para el cálculo de cantidad de ladrillos por metro cuadrado



$$CL = \frac{1}{(0.30 + 0.10) \times 0.30} = 8.33 \text{ Ladrillos/m}^2$$

- Peso unitario del ladrillo (Pu): 7.8 kg
- Peso del ladrillo de techo por metro cuadrado:  $CL \times Pu = 8.33 \times 7.8 = 64.97$  redondeado a 65 kg/m<sup>2</sup>

De lo anterior se tiene la siguiente tabla de resumen:

*Tabla 10*

*Cargas consideradas para la estructura*

<b>Cargas</b>	
<b>Carga muerta kg/m<sup>2</sup></b>	
Peso propio	ETABS
Ladrillo de techo	65
<b>Carga viva kg/m<sup>2</sup></b>	
Aulas	250
Corredor	400
Tabiquería móvil	50
Techo	100

**Fuente:** Elaboración propia

Las cargas obtenidas se introdujeron al ETABS por medio de la opción “Define” >> “Load Patterns”

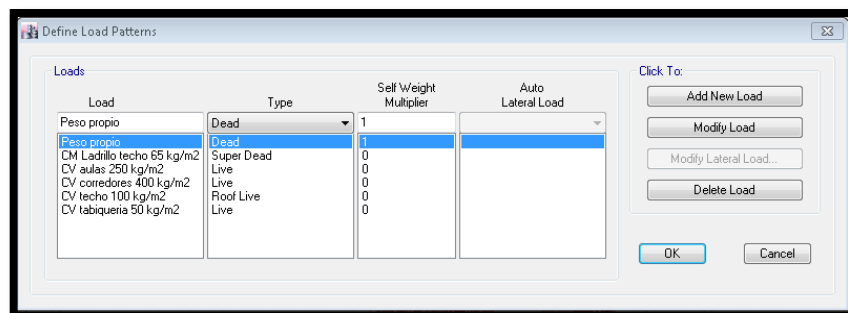


Figura 43. Cargas definidas en ETABS

Luego de definir las cargas del sismo se definieron los diafragmas rígidos para ello se seleccionó toda la planta del piso 1 y se usó la opción “Assign” >> “Shell” >> “Diaphragms...” y se asignaron los diafragmas para el piso 1 y 2.



### **3.3 Diseño sísmico**

En la etapa del diseño sísmico, la acción ocasionada por el sismo depende de la zona, perfil de suelo, categoría de la edificación, sistema constructivo y de las características dinámicas, el peso y las irregularidades de la estructura, con esos parámetros se realiza el análisis estructural en el cual se desarrolla el modelo matemático de la estructura y el análisis sísmico el cual puede ser estático o dinámico, de acuerdo a los resultados del análisis se determina si la estructura cumple los requisitos de regularidad y rigidez, se determinan los desplazamientos laterales, distorsión máxima de entrepiso y la separación del edificio (NTE E.030, 2018, p. 34).

Los criterios sismorresistentes requieren que la edificación resista un evento sísmico severo sin llegar a colapsar, aunque se pudieran producir daños importantes en la estructura. Por tal motivo la estructura se diseña proporcionándole detalles los cuales permitan deformaciones inelásticas dentro del rango esperado, sin tener pérdidas significativas en la resistencia (Bozzo y Barbat, 2017, p. 102).

Para realizar el diseño sísmico se utilizó la norma “E.030 diseño sismoresistente”, la norma propone dos procedimientos para el análisis sísmico, el análisis estático o de fuerzas equivalentes, y el análisis dinámico modal espectral. La norma menciona en el artículo 28.1.2 que el análisis estático se puede utilizar para estructuras de albañilería confinada de máximo 15 m de altura sea regular o irregular y en el artículo 29 que el análisis dinámico se puede utilizar para cualquier estructura, por lo tanto, la estructura de estudio puede ser analizada por cualquiera de los dos métodos, para el análisis de la estructura de estudio se realizó el análisis dinámico por ser un análisis más exacto en comparación con el análisis estático y además un análisis que puede ser aplicado para cualquier estructura, pero debido a que la norma en el artículo 29.4.1 pide realizar una comparación entre las fuerzas cortantes del análisis dinámico y estático se debieron realizar los dos análisis, lo cual para fines divulgativos en esta tesis resulta adecuado el conocer ambos métodos.

Primero se realizó el análisis estático para ello se debe obtener la cortante basal efectuada por el sismo, esta cortante en la base se obtiene mediante la fórmula del artículo 28.2.1:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde:

Z: factor de zona.

U: factor de uso o importancia.

C: factor de amplificación sísmica.

S: factor de amplificación del suelo.

R: coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

P: Peso de la edificación.

El artículo 28.2.2 menciona que  $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Para hallar “Z: factor de zona” la norma en el artículo 10.1 brinda la siguiente figura:

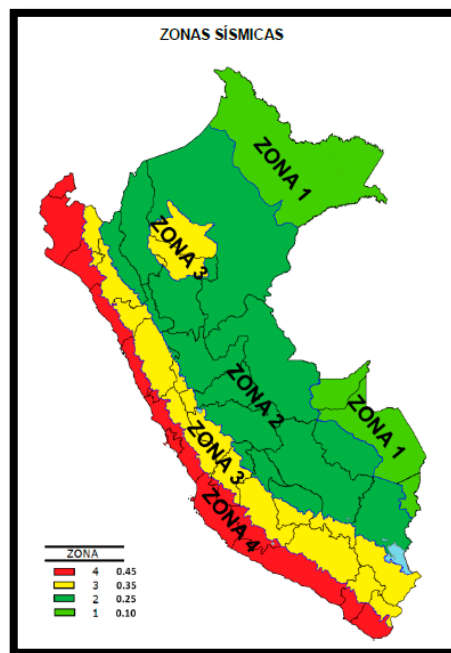


Figura 46. Zonas sísmicas del Perú

La estructura de estudio se ubica en San Juan de Miraflores, Lima por lo que corresponde a la “zona 4”, por lo que “Z=0.45”.

Para hallar “S: factor de amplificación del suelo” la norma en el artículo 12.1.4 menciona los tipos de suelo, para la estructura de estudio se usó el mapa de suelos en el distrito de Lima:

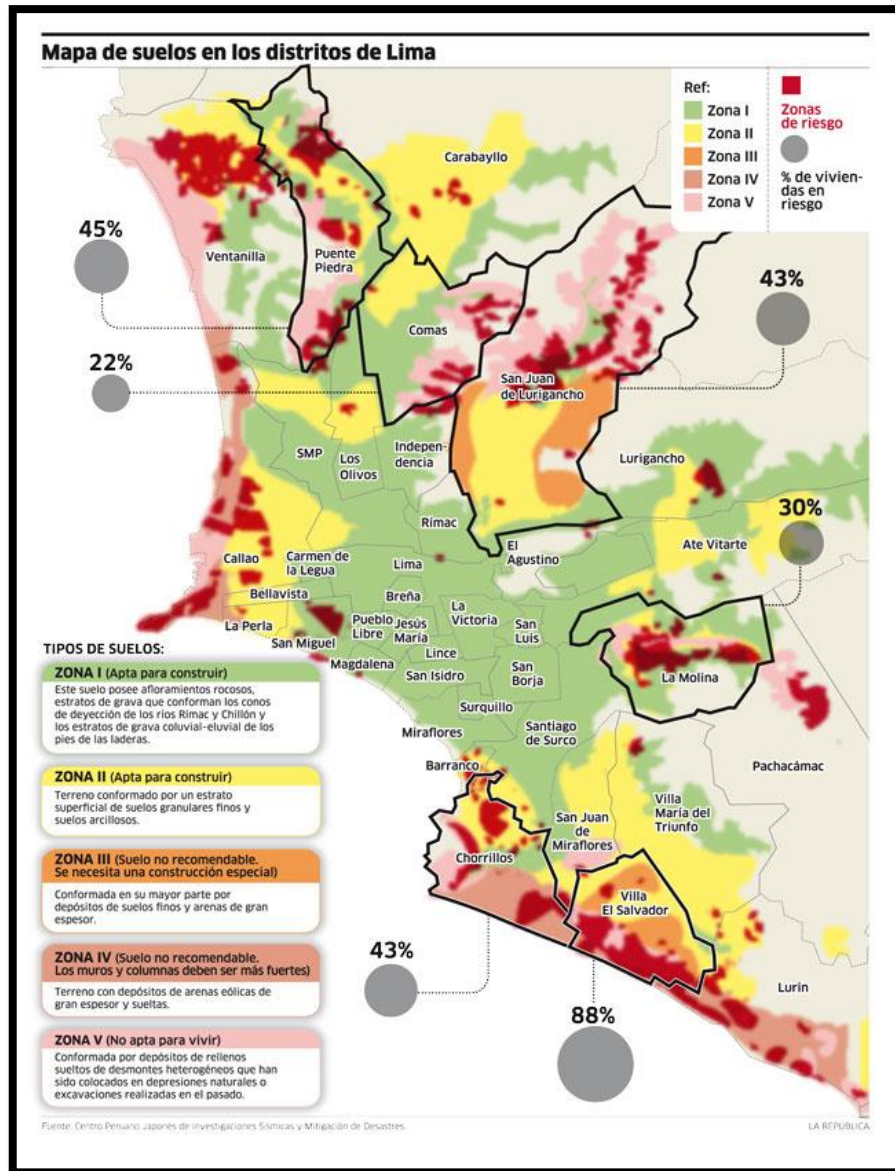


Figura 47. Mapa de suelos en los distritos de Lima

La estructura de estudio se encuentra en la zona 2 por lo que el perfil del tipo de suelo es “S2”, el cual corresponde a un suelo intermedio compuesto de arena gruesa, densa o media lo que encaja con las observaciones realizadas en campo, las cuales correspondían a una arena gruesa.

“S: factor de amplificación del suelo”, se obtuvo de la tabla del artículo 13 de la norma.

Se definió que la estructura de estudio se encontraba en la zona “Z4” y el tipo de perfil de suelo era “S2”, por lo tanto, “S=1.05”.

Se obtuvo el valor de “U: factor de uso o importancia” de acuerdo al artículo 15 de la norma el cual está en función a la categoría de la edificación.

La estructura de estudio es una institución educativa por lo que corresponde a la “categoría A2”, por lo que “U=1.5”

Para hallar “C: factor de amplificación sísmica” la norma en el artículo 14 brinda las siguientes formulas y condiciones:

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Figura 48. Formulas y condiciones para el “factor de amplificación sísmica C”

Donde “T” es el periodo fundamental, el artículo 14 de la norma menciona que el periodo “T” se calcula de acuerdo al artículo 28.4 concordando con el artículo 29.1, el artículo 28.4.1 propone la siguiente formula:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde:

$h_n$ : altura total de la edificación en metros

$C_t$ : coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio

Para edificios de albañilería  $C_t=60$ , Por lo que  $T = \frac{6,45}{60} = 0,11$

Para hallar los valores de “ $T_P$ ” y “ $T_L$ ”, se usó la tabla presente en el artículo 13 de la norma.

El perfil de suelo de la estructura es “S2” por lo que los valores de “ $T_p=0.6$ ” y “ $T_1=2.0$ ”. Como “ $T=0.11$ ” es menor a “ $T_p=0.6$ ”, “ $C=2.5$ ”

El valor de “R: coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas” se calcula con la siguiente formula:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Donde:

$R_0$ : coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

$I_a$ : Factor de irregularidad en planta.

$I_p$ : Factor de irregularidad en planta.

El valor de “ $R_0$ ” depende del sistema estructural, el sistema estructural de la estructura de estudio es albañilería, la norma “E.030” en el artículo 18.2 da un valor de 3 para este sistema, este valor se considera para un sismo severo, no obstante, la norma “E.070 albañilería” en el artículo 23 establece que se deben diseñar los elementos estructurales de albañilería para evitar que un sismo moderado produzca fisuras, para un sismo moderado el valor de “R” es igual a 6. Para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado la norma “E. 060 concreto armado”, el artículo 8.1 menciona que se diseña por resistencia utilizando factores de amplificación de cargas y reducción de resistencia, el artículo 1.2.2.1 menciona que la concepción estructural se deberá hacer de acuerdo a la norma “E. 030”, el artículo 25.1 de la norma “E.070” indica que los elementos de concreto armado exceptuando los elementos de confinamiento, se diseñaran con la combinación de fuerzas gravitacionales y fuerzas ocasionadas por el sismo moderado.

De acuerdo a lo mencionado en el parrafo anterior se realizo el analisis sismico y el diseño de la albañilería con el factor “ $R_0=6$ ” que corresponde a un sismo modcerado.

Para el primer analisis sísmico estático se consideraron los valores de “ $I_a$ ” e “ $I_p$ ” igual a 1, luego se comprobaron las irregularidades según las tablas 8 y 9 del artículo 20 de la norma “E.030”, por lo que “ $R=6$ ”.

El artículo 28.2.2 de la norma “E.030” menciona que  $\frac{C}{R} \geq 0.11$ , sustituyendo se comprueba que  $\frac{2.5}{6} = 0.417$ ,  $0.417 > 0.11$ , por lo que  $\frac{C}{R} = 0.417$

La siguiente tabla resume los coeficientes obtenidos para hallar el cortante en la base:

*Tabla 11*

*Resumen de los factores de sismo*

factor	valor
T	0.11
Z	0.45
U	1.50
C	2.50
S	1.05
R	6.00
C/R>=0.11	0.417
ZUCS/R	0.295

**Fuente:** Elaboración propia

El programa ETABS puede calcular el peso sísmico de la edificación “P” de acuerdo a los parámetros del artículo 26 de la norma “E.030”, donde “P” es igual al peso propio de la estructura más un porcentaje de la carga viva, que para edificaciones de categoría “A” corresponde a un 50% y para la carga viva de techo en general corresponde al 25%.

Para definir los pesos sísmicos en ETABS se usa la opción “Define” >> “Mass Source...”, se modificó la opción por defecto de la siguiente manera:

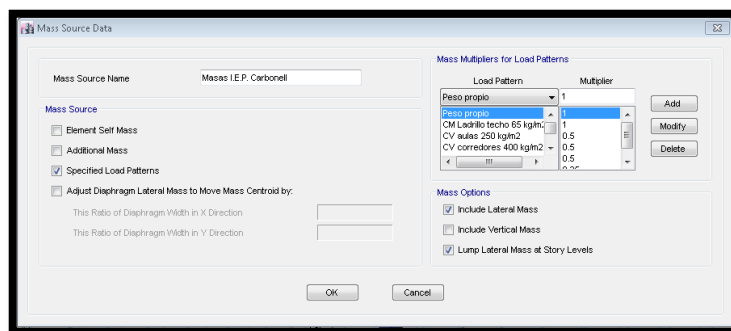


Figura 49. Definición de masas para el análisis sísmico en ETABS

El programa ETABS calcula la cortante basal “V”, y la distribución de fuerzas sísmicas en cada nivel “F<sub>i</sub>” de acuerdo al artículo 28.3 de la norma “E.030”, para ello se definen las cargas por sismo estático en dirección “X” e “Y” con la opción “Define” >>



“Load Patterns” en “Type” se eligió la opción “Seismic” y en “Auto Lateral Load” la opción “User Coefficient” a la derecha se selecciona la opción “Modify Lateral Load”, de acuerdo al artículo 28.5 de la norma “E.030” se consideró la dirección de la fuerza sísmica con una excentricidad del 5%, el factor “Base Shear Coefficient. C” es igual a  $\frac{Z.U.C.S}{R} = 0.295$ , el valor del coeficiente “K” se obtiene del artículo 28.3.2 de la norma “E.030” donde menciona que para “T” menor o igual a 0.5, “K” es igual a 1, al ser “T”=0.11, “K=1”.

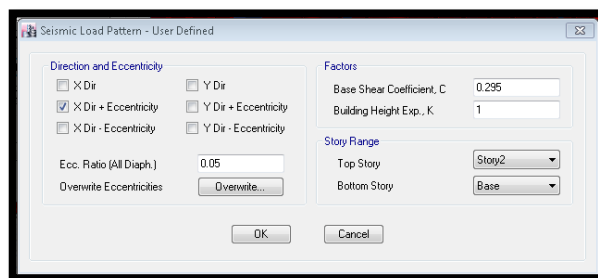


Figura 50. Definición cargas sísmicas estáticas en ETABS

Luego de definir el sismo estático en la dirección “X” e “Y”, se procedió a correr el programa para ello se usó la opción “Analyze” >> “Set Load Cases to Run” >> “Run Now”, luego en la opción “Display” >> “Story Response Plots” se muestra un resumen grafico de las cargas, desplazamientos y derivas de la estructura, al seleccionar la opción “Display Type” >> “Auto Lateral Load to Stories” se muestran las fuerzas sísmicas por cada piso, siendo para el piso 1 35389.95 kg y para el piso 2 34807.10 kg para ambas direcciones, la suma de estas cargas nos dio la cortante basal “V” la cual fue de 70197.05 kg para ambos sentidos.

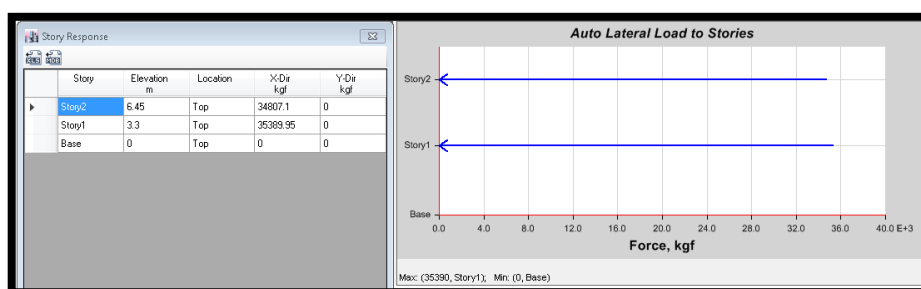


Figura 51. Resultados de cargas sísmicas por el análisis sísmico estático en ETABS

Los datos obtenidos fueron verificados realizando el cálculo en hojas de cálculo de “Excel”, para ello se usaron las fórmulas del artículo 28.3 de la norma “E.030”.

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

P<sub>i</sub>, P<sub>j</sub>: peso del nivel “i”.

h<sub>i</sub>, h<sub>j</sub>: altura del nivel “i” desde el nivel del terreno.

n: número de pisos

k: exponente relacionado con “T”

V: cortante basal

El peso sísmico de cada piso se halló con la opción “Tables” >> “Model” >> “Structure Data” >> “Mass Summary by Story” siendo para el piso 1 un peso de 158299.50 kg y para el piso 2 79656.59 kg, por lo que el peso total es la suma de ambos pisos.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P = 0.295 \times 237956.09 = 70197.05 \text{ kg}$$

Tabla 12

*Fuerzas sísmicas por piso*

Fuerzas sísmicas por piso						
Piso	P <sub>i</sub> (kg)	h <sub>ei</sub> (m)	h <sub>i</sub> (m)	$\alpha = P_i(h_i)^k$	$\alpha_i$	F <sub>i</sub> (kg)
1	158299.5	3.3	3.3	522388.4	0.504151	35389.95
2	79656.59	3.15	6.45	513785	0.495849	34807.10
Total	237956.09	6.45				70197.05

**Fuente:** Elaboración propia

En el artículo 32 de la norma “E.030” se encuentran los límites para la distorsión de entrepiso (deriva).

El valor de las derivas de entrepiso se halló de acuerdo a los artículos 32 y 31 de la norma “E.030”, donde menciona que la deriva elástica es igual al desplazamiento relativo

de entrepiso entre la altura del entrepiso, para ser convertida en la deriva inelástica, se multiplico por 0.75R por considerarse la estructura regular. Se usó la opción “Display” >> “Story Response Plots” >> “Display Type” >> “Diaph CM displ”, para obtener los desplazamientos en los centros de masa de los diafragmas, con esos datos se calcularon los desplazamientos relativos, derivas elásticas y derivas inelásticas como se muestra en la siguiente tabla:

*Tabla 13*

*Comprobación de derivas máximas por sismo estático*

Comprobación de derivas máximas por sismo estático									
Piso	Diafragma	Carga	Desplazamiento (m)	hei (m)	Desplazamiento relativo (m)	Deriva	Deriva*0.75R	Deriva máxima	Resultado
1	D1	Sismo estático X	0.001364138	3.30	0.001364138	0.0004134	0.00186019	0.005	Cumple
2	D2	Sismo estático X	0.003410972	3.15	0.002046834	0.0006498	0.00292405	0.005	Cumple
1	D1	Sismo estático Y	0.000503676	3.30	0.000503676	0.0001526	0.00068683	0.005	Cumple
2	D2	Sismo estático Y	0.000840801	3.15	0.000337125	0.0001070	0.00048161	0.005	Cumple

**Fuente:** Elaboración propia

De acuerdo al análisis sísmico estático las derivas de la estructura cumplen tanto en la dirección “X” como en “Y”.

Mediante el sismo estático se evaluaron si existían irregularidades estructurales como se detallan en el artículo 20 de la norma “E.030”, la norma menciona en el artículo 21.1 que para la categoría de edificación “A2” en zona 4 no se permite irregularidades, por lo que se comprobó si la estructura de estudio tenía alguna irregularidad estructural.

Según la norma “E.030” las irregularidades estructurales pueden ser por altura o por planta.

### 3.3.1 Comprobación de las irregularidades estructurales en altura

Para la comprobación de irregularidades estructurales en altura se utilizó la tabla del artículo 20 de la norma “E.030”.

La irregularidad de rigidez-piso blando se comprobó con los datos de desplazamiento obtenidos del ETABS, la fuerza cortante en cada piso se obtuvo con la opción “Display” >> “Story Response Plots” >> “Display Type” >> “Story Shears” teniendo el desplazamiento

relativo y la fuerza cortante de cada piso se comprobó si existía la irregularidad, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

*Tabla 14*

*Comprobación de irregularidad estructural de rigidez-piso blando*

Comprobación de irregularidad de rigidez-piso blando								
Piso	Diafragma	Carga	Desplazamiento (m)	Desplazamiento relativo "d" (m)	Fuerza cortante "v" (kg)	Rigidez lateral "v/d" (kg/m)	0.7*Rigidez lateral del entrepiso superior (kg)	Resultado
1	D1	Sismo estático X	0.001364138	0.001364138	70197.05	51458906.65		No tiene irregularidad
2	D2	Sismo estático X	0.003410972	0.002046834	34807.10	17005336.05	11903735.23	
1	D1	Sismo estático Y	0.000503676	0.000503676	70197.05	139369455.76		No tiene irregularidad
2	D2	Sismo estático Y	0.000840801	0.000337125	34807.10	103246866.89	72272806.82	

**Fuente:** Elaboración propia

La irregularidad de resistencia-piso débil se comprobó con los resultados de las fuerzas cortantes en los entrepisos, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

*Tabla 15*

*Comprobación de irregularidades estructurales de resistencia-piso débil*

Comprobación de irregularidades de resistencia-piso débil				
Piso	Carga	Fuerza cortante "v" (kg)	0.8*Fuerza cortante "v" del entrepiso superior (kg)	Resultado
1	Sismo estático X	70197.05		No tiene irregularidad
2	Sismo estático X	34807.10	27845.68	
1	Sismo estático Y	70197.05		No tiene irregularidad
2	Sismo estático Y	34807.10	27845.68	

**Fuente:** Elaboración propia

Los resultados obtenidos de las irregularidades estructurales de rigidez y resistencia se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 16

*Comprobación de irregularidad extrema de rigidez*

Comprobación de irregularidad extrema de rigidez								Resultado
Piso	Diafragma	Carga	Desplazamiento (m)	Desplazamiento relativo "d" (m)	Fuerza cortante "v" (kg)	Rigidez lateral "v/d" (kg/m)	0.6*Rigidez lateral del entrepiso superior (kg)	
1	D1	Sismo estático X	0.001364138	0.001364138	70197.05	51458906.65		No tiene irregularidad
2	D2	Sismo estático X	0.003410972	0.002046834	34807.10	17005336.05	10203201.63	
1	D1	Sismo estático Y	0.000503676	0.000503676	70197.05	139369455.76		No tiene irregularidad
2	D2	Sismo estático Y	0.000840801	0.000337125	34807.10	103246866.89	61948120.13	

**Fuente:** Elaboración propia

Tabla 17

*Comprobación de irregularidad extrema de resistencia*

Comprobación de irregularidades de resistencia				
Piso	Carga	Fuerza cortante "v" (kg)	0.65*Fuerza cortante "v" del entrepiso superior (kg)	Resultado
1	Sismo estático X	70197.05		No tiene irregularidad
2	Sismo estático X	34807.10	22624.62	
1	Sismo estático Y	70197.05		No tiene irregularidad
2	Sismo estático Y	34807.10	22624.62	

**Fuente:** Elaboración propia

La irregularidad de masa o peso no se aplica para esta estructura puesto que está comprendido de un piso y una azotea, según la tabla de irregularidades en altura se deben exceptuar las azoteas, por lo que la estructura no tiene irregularidad de masa o peso.

Al igual que la irregularidad de masa o pesos la irregularidad de geometría vertical no se aplica para esta estructura puesto que está comprendido de un piso y una azotea.

Para comprobar la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes primero se calculó el 10% de la cortante basal, el cual fue de 70197.05 kg, luego se comparó con los elementos estructurales con la opción “Tables” >> “Analysis” >> “Results” >> “Frame

Results”, se comprobó que ninguno de los elementos tipo “frame” superaba el valor 70197.05 kg, con la opción “Tables” >> “Analysis” >> “Results” >> “Wall Results” >> “Pier Forces” se obtuvieron las fuerzas cortantes de los muros donde se filtraron los muros que superaban el valor de 70197.05 kg como muestra la siguiente tabla:

*Tabla 18*

*Muros con esfuerzo cortante mayor al 10% de la cortante basal*

<b>Muros con esfuerzo cortante mayor al 10% de la cortante basal</b>					
<b>Piso</b>	<b>Pier</b>	<b>Carga</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Esfuerzo cortante (kg)</b>	<b>Comprobación</b>
Piso 2	P1	Sismo estático Y	Top	10162.71	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P1	Sismo estático Y	Bottom	10251.57	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P2	Sismo estático Y	Top	10092.54	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P2	Sismo estático Y	Bottom	10412.22	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P3	Sismo estático Y	Top	12640.26	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P3	Sismo estático Y	Bottom	12544.52	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P6	Sismo estático X	Bottom	7730.53	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P8	Sismo estático X	Top	24882.18	Mayor a 0.1*V
Piso 2	P8	Sismo estático X	Bottom	21824.54	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P1	Sismo estático X	Top	-10758.02	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P1	Sismo estático X	Bottom	-9516.02	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P1	Sismo estático Y	Top	19145.90	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P1	Sismo estático Y	Bottom	16998.79	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P2	Sismo estático Y	Top	19250.71	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P2	Sismo estático Y	Bottom	16340.48	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P3	Sismo estático X	Top	11924.96	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P3	Sismo estático X	Bottom	10457.67	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P3	Sismo estático Y	Top	24928.46	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P3	Sismo estático Y	Bottom	22051.77	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P8	Sismo estático X	Top	46964.95	Mayor a 0.1*V
Piso 1	P8	Sismo estático X	Bottom	43968.33	Mayor a 0.1*V

**Fuente:** Elaboración propia

De acuerdo a la tabla anterior los elementos que se analizaron son los muros de albañilería P1, P2, P3, P6 y P8, se obtuvieron los desplazamientos de los muros por pisos con la opción “Display” >> “Deformed Shape” seleccionando las cargas por sismo estático tanto en dirección “X” como “Y”, luego se compararon con el 25% de la longitud del elemento de acuerdo a la dirección de la carga ya sea en su eje longitudinal o transversal, los resultados se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 19

*Comprobación de irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes*

Comprobación de irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes						
Piso	Pier	Carga	Desplazamiento (m)	Longitud (m)	0.25*Longitud (m)	Comprobación
Piso 1	P1	Sismo estático X	0.001480297	0.26	0.065	No presenta
Piso 1	P1	Sismo estático Y	0.000500242	7.64	1.91	No presenta
Piso 2	P1	Sismo estático X	0.003585238	0.26	0.065	No presenta
Piso 2	P1	Sismo estático Y	0.000775034	7.64	1.91	No presenta
Piso 1	P2	Sismo estático X	0.001480297	0.26	0.065	No presenta
Piso 1	P2	Sismo estático Y	0.000503665	7.64	1.91	No presenta
Piso 2	P2	Sismo estático X	0.003585238	0.26	0.065	No presenta
Piso 2	P2	Sismo estático Y	0.000841856	7.64	1.91	No presenta
Piso 1	P3	Sismo estático X	0.001561865	0.26	0.065	No presenta
Piso 1	P3	Sismo estático Y	0.000507127	9.82	2.455	No presenta
Piso 2	P3	Sismo estático X	0.003585238	0.26	0.065	No presenta
Piso 2	P3	Sismo estático Y	0.000909455	7.64	1.91	No presenta
Piso 2	P6	Sismo estático X	0.002009668	0.13	0.0325	No presenta
Piso 2	P6	Sismo estático Y	0.000675216	3.74	0.935	No presenta
Piso 1	P8	Sismo estático X	0.001194434	0.26	0.065	No presenta
Piso 1	P8	Sismo estático Y	0.000507127	15.57	3.8925	No presenta
Piso 2	P8	Sismo estático X	0.001994766	0.26	0.065	No presenta
Piso 2	P8	Sismo estático Y	0.000808070	15.57	3.8925	No presenta

**Fuente:** Elaboración propia

Se comprueba que no hay irregularidad de discontinuidad extrema en los sistemas resistentes, ya que que no existe irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

### 3.3.2 Comprobación de las irregularidades estructurales en planta

Para la comprobación de irregularidades estructurales en planta se utilizó la tabla del artículo 20 de la norma “E.030”.

En la tabla de irregularidades estructurales en planta de la norma “E.030” se menciona que se comprobará la irregularidad torsional solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento relativo permitido por la norma, el desplazamiento relativo y las derivas son directamente proporcionales, las derivas se calcularon anteriormente siendo la máxima deriva de 0.00065 el cual no es mayor que  $0.5 \times 0.005 = 0.0025$ , no obstante, para fines divulgativos se procedió a calcular.

La irregularidad torsional se comprobó con los valores de los desplazamientos de los cuatro puntos extremos de la estructura, estos datos se obtuvieron seleccionando los puntos extremos de la estructura y con la opción “Tables” >> “Analysis” >> “Results” >> “Joint Displacements” teniendo en cuenta el sismo estático en “X” e “Y”, luego se hallaron los desplazamientos relativos los cuales se promediaron y multiplicaron por un factor de 1.3, para ser comparados con los desplazamientos relativos individuales en cada punto, los resultados se demuestran en la siguiente tabla:

*Tabla 20*

*Comprobación de irregularidad torsional*

Comprobación de irregularidad torsional						
Piso	Elemento	Carga	Desplazamiento (m)	Desplazamiento relativo (m)	1.3*Desplazamiento promedio	Resultado
1	Desp. prom. 1	Sismo estático X		0.001378150	0.0017916	
2	Desp. prom. 2	Sismo estático X		0.002048720	0.0026633	
1	Desp. prom. 3	Sismo estático Y		0.000503685	0.0006548	
2	Desp. prom. 4	Sismo estático Y		0.000338560	0.0004401	
1	1	Sismo estático X	0.001561865	0.001561865		No tiene irregularidad
2	1	Sismo estático X	0.003711700	0.002149835		No tiene irregularidad
1	1	Sismo estático Y	0.000500242	0.000500242		No tiene irregularidad
2	1	Sismo estático Y	0.000775034	0.000274792		No tiene irregularidad
1	4	Sismo estático X	0.001194434	0.001194434		No tiene irregularidad
2	4	Sismo estático X	0.003142039	0.001947605		No tiene irregularidad
1	4	Sismo estático Y	0.000500242	0.000500242		No tiene irregularidad
2	4	Sismo estático Y	0.000775034	0.000274792		No tiene irregularidad
1	14	Sismo estático X	0.001561865	0.001561865		No tiene irregularidad
2	14	Sismo estático X	0.003711700	0.002149835		No tiene irregularidad
1	14	Sismo estático Y	0.000507127	0.000507127		No tiene irregularidad
2	14	Sismo estático Y	0.000909455	0.000402328		No tiene irregularidad
1	17	Sismo estático X	0.001194434	0.001194434		No tiene irregularidad
2	17	Sismo estático X	0.003142039	0.001947605		No tiene irregularidad
1	17	Sismo estático Y	0.000507127	0.000507127		No tiene irregularidad
2	17	Sismo estático Y	0.000909455	0.000402328		No tiene irregularidad

**Fuente:** Elaboración propia

Se comprueba que no hay irregularidad torsional extrema puesto que no existe irregularidad torsional.

La estructura de estudio es rectangular y no cuenta con esquinas estantes por ello no tuvo irregularidad por esquinas entrantes.



La estructura de estudio no cuenta con ninguna abertura ni variación de la sección transversal en el diafragma, por ello, no presento irregularidad de discontinuidad de diafragma.

Los elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales tales como los muros de albañilería y las columnas tenían sentidos ortogonales, paralelos a la dirección de las fuerzas de los sismos estáticos en “X” e “Y”, por lo que no existía irregularidad de sistemas no paralelos.

De acuerdo a las comprobaciones mostradas sobre irregularidades estructurales, se resume la estructura de estudio no presenta irregularidades en altura ni en planta.

De las comprobaciones y la tabla anterior se demostró que la estructura no tenía irregularidades. por lo que los coeficientes de irregularidad en altura “ $I_a$ ” e irregularidad en planta “ $I_p$ ” quedaron sin efecto en la fórmula del artículo 22 donde  $R=R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ , por lo que  $R=R_0$ , entonces  $R=6$ .

Obtenido el valor del coeficiente de reducción sísmica “R” y los coeficientes de zona “Z”. uso “U” y suelo “S”, se procedió a realizar el análisis sísmico dinámico, para ello se creó la función del espectro inelástico de pseudo-aceleraciones “Sa”, donde  $Sa = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$ , el coeficiente de amplificación sísmica “C” está en función del periodo “T” y las condiciones se establecen en el artículo 14 de la norma “E.030”, El programa ETABS permitió crear la función del espectro de pseudo-aceleraciones como una fracción de la gravedad con la opción “Define” >> “Functions” >> “Response Spectrum...” >> “Choose Function Type to Add” >> “Perú NTE E.030 2014”, luego en la opción “Add New Function” donde se pusieron los valores zona 4, categoría “A”, tipo de suelo “S2”, factores de irregularidad “ $I_a$ ” e “ $I_p$ ” igual a 1 y el factor de reducción básica “ $R_0$ ” igual a 6 para albañilería luego se usó la opción “Convert to User Defined”.

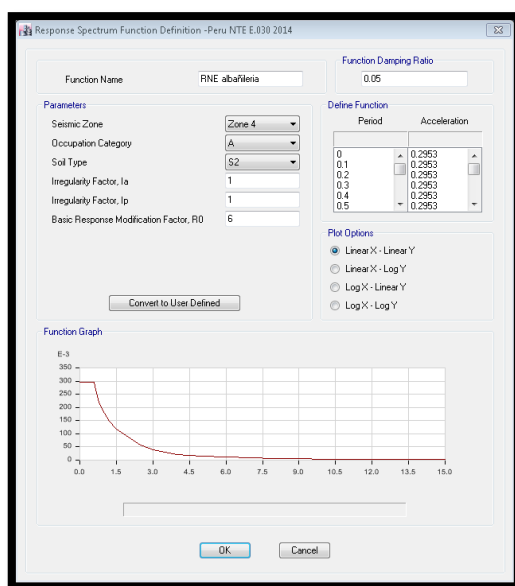


Figura 52. Definición de la función del espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

Se definieron las cargas sísmicas dinámicas con la opción “Define” >> “Load Cases...” >> “Add New Case...” eligiendo “Response Spectrum” en la opción de “Load Case Type”, se definieron las cargas sísmicas dinámicas tanto de albañilería como de concreto armado en la dirección “X” e “Y”, con su debida función de pseudo-aceleraciones, la norma “E.030” en el artículo 29.2.2 menciona que para la carga del sismo en la dirección vertical se considera  $\frac{2}{3}$  del espectro utilizado para la direcciones horizontales excepto en el caso de que  $T < 0.2T_p$ , para el caso de la estructura de estudio  $T = 0.11$ ,  $T_p = 0.6$ ,  $0.2T_p = 0.022$ , por lo tanto  $T > 0.2T_p$ , por lo que se consideró al sismo vertical como  $\frac{2}{3}$  del sismo horizontal. El artículo 29.3.2 de la norma “E.030” indica que la combinación modal se puede determinar con la combinación cuadrática completa, por lo que se usó la opción “CQC” en ETABS, por último, el artículo 29.5 indica que en cada nivel se debe considerar una excentricidad del 5%, lo cual también se definió en ETABS. Como se mencionó anteriormente, en ETABS se define el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones como una fracción de la gravedad por lo que al momento de definir las cargas sísmicas dinámicas aparece “Scale factor”, el cual sirve para multiplicar la fracción definida de pseudo-aceleración por la gravedad, en el caso del sismo dinámico vertical el factor de escala se considera  $\frac{2}{3}$  de la gravedad.

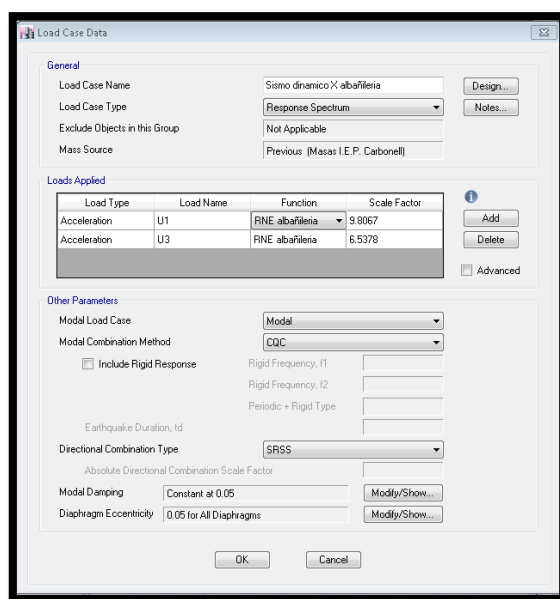


Figura 53. Definición de las cargas sísmicas dinámicas

Se corrió el programa y se verificaron las derivas por el análisis sísmico dinámico, cumpliendo la deriva máxima inelástica permitida, como se demuestra en la siguiente tabla:

Tabla 21

Comprobación de derivas máximas por sismo dinámico

Comprobación de derivas máximas sismo dinámico									
Piso	Diafragma	Carga	Desplazamiento (m)	hei (m)	Desplazamiento relativo (m)	Deriva	Deriva*0.75R	Deriva máxima	Resultado
1	D1	Sismo dinámico X	0.001158939	3.30	0.001158939	0.0003512	0.00158037	0.005	Conforme
2	D2	Sismo dinámico X	0.003000356	3.15	0.001841417	0.0005846	0.00263060	0.005	Conforme
1	D1	Sismo dinámico Y	0.000458998	3.30	0.000189633	0.0000575	0.00025859	0.005	Conforme
2	D2	Sismo dinámico Y	0.000732271	3.15	0.000018803	0.0000060	0.00002686	0.005	Conforme

Fuente: Elaboración propia

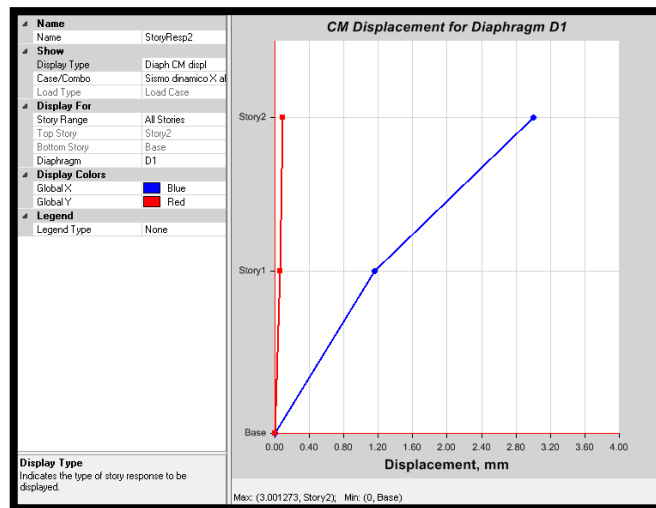


Figura 54. Desplazamientos de los centros de masas de los entrepisos producido por el sismo dinámico en “X”

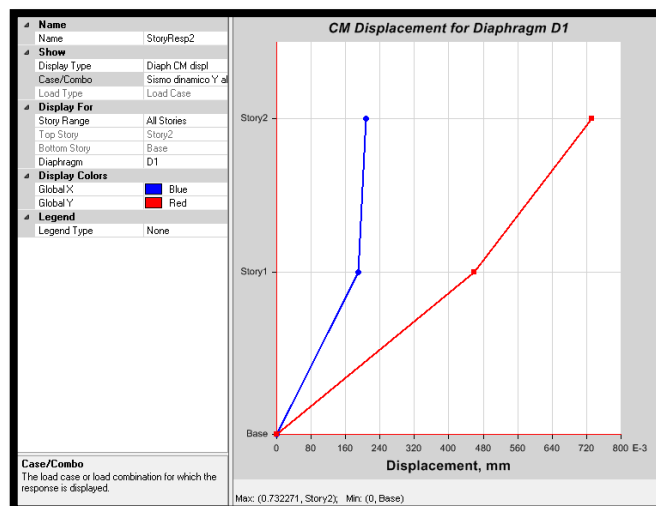


Figura 55. Desplazamientos de los centros de masas de los entrepisos producido por el sismo dinámico en “Y”

El artículo 29.1.2 de la norma “E.030” menciona que se debe considerar los modos de vibración en las cuales la suma de masas efectivas sea al menos el 90% del total de la masa, tomándose en cuenta los tres modos predominantes de las direcciones del análisis. Se verifico el porcentaje de participación de masas efectivas con la opción “Tables” >> “Analysis” >> “Results” >> “Modal Results” >> “Modal Participating Mass Ratios”, también se obtuvieron los periodos, los resultados se demuestran en la siguiente tabla:

Tabla 22

*Comprobación de participación de masas efectivas*

Comprobación de participación de masas efectivas						
Caso	Modo	Periodo (sec)	Participación de masa efectiva en X (%)	Participación de masa efectiva en Y (%)	Suma de participación de masas efectivas en X (%)	Suma de participación de masas efectivas en Y (%)
Modal	1	0.175	77.71	0.02	77.71	0.02
Modal	2	0.093	1.50	68.18	79.21	68.21
Modal	3	0.088	9.46	24.99	88.67	93.20
Modal	4	0.073	11.18	1.23	99.85	94.43
Modal	5	0.037	0.01	5.51	99.86	99.94
Modal	6	0.034	0.14	0.06	100.00	100.00

**Fuente:** Elaboración propia

El artículo 29.4 de la norma “E.030” menciona que la fuerza cortante obtenida del análisis sísmico dinámico en el primer entrepiso de la estructura no deberá ser menor al 80% de la fuerza cortante obtenida del análisis sísmico estático tanto en dirección “X” como “Y” para estructuras regulares, caso contrario se escalarán proporcionalmente todos los resultados para cumplir el mínimo según la dirección del análisis, exceptuando los desplazamientos, para ello se usó la opción “Tables” >> “Analysis” >> “Results” >> “Structure Results” >> “Story forces”, los resultados obtenidos se demuestran en la siguiente tabla:

Tabla 23

*Comprobación del factor de escala del cortante basal para el sismo dinámico*

Comprobación del factor de escala del cortante basal para el sismo dinámico				
Piso	Carga	Cortante basal (kg)	Porcentaje del cortante basal dinámico respecto al estático (%)	Factor de escala
1	Sismo estático X	70197.05		
1	Sismo estático Y	70197.05		
1	Sismo dinámico X	56140.38	79.98	1.000307
1	Sismo dinámico Y	62351.66	88.82	No necesita

**Fuente:** Elaboración propia

La fuerza de sismo dinámico en dirección “X” se escaló con la opción “Define” >> “Load Cases...” donde se modificó la opción “Scale Factor” multiplicando el valor de la gravedad por el factor de escala.

Finalizado el análisis sísmico tanto estático como dinámico de la estructura de estudio se procedió a definir las combinaciones de cargas, para el diseño de los elementos de albañilería la norma “E.070” en el artículo 26.3 indica que se debe diseñar con cargas gravitacionales de servicio con sobrecarga reducida “Pg”, esta carga se obtiene según el artículo 26 de la norma “E.030” que es igual a la carga muerta total más un 50% de la carga viva más un 25% de carga viva de techo, también se definió la carga gravitacional máxima de servicio “Pm”, que equivale a la carga muerta más la carga viva total, entonces:

$$P_g = CM + 0.5CV + 0.25 CVT$$

$$P_m = CM + CV + CVT$$

Mientras que el artículo 9.2 de la norma “E.060” indica que para el diseño por resistencia última de los elementos estructurales de concreto armado se deben considerar las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Donde

CM: carga muerta

CV: carga viva

CVT: carga viva de techo

CS: carga por sismo

Para definir las combinaciones de carga se usó la opción “Define” “Load Combinations...”, donde se definió la combinación de carga para albañilería y la envolvente de las combinaciones de cargas para concreto armado.

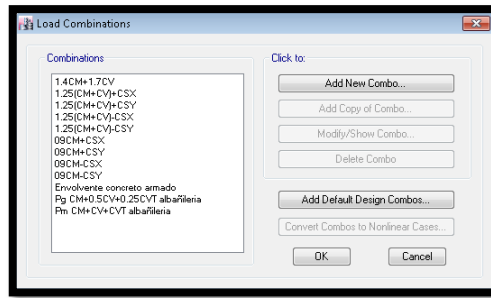


Figura 56. Combinación de cargas en ETABS

### Comprobación de la resistencia de los elementos estructurales existentes

Definidas las combinaciones de carga se comprobaron si los elementos estructurales estaban diseñados según los reglamentos vigentes tales como demandan las normas “E.060” para concreto armado y “E.070” para albañilería, en los cuales se cumpla que la resistencia de elemento estructural sea mayor a las fuerzas actuantes, siguiendo los parámetros establecidos por las normas.

### Comprobación de la resistencia de los elementos estructurales de albañilería

De acuerdo al artículo 23 de la norma “E.070”, se establece que el diseño de los muros de albañilería cubra el rango de comportamiento elástico hasta una incursión en el rango inelástico, donde se provea de suficiente ductilidad y se controle la rigidez y degradación del muro. El diseño sigue el método de resistencia con algunos criterios de desempeño. El diseño está orientado a proteger la edificación contra sismos frecuentes o moderados y que tenga la resistencia necesaria para que resista un sismo raro o severo, en el que se conduce la falla y se limita la degradación de rigidez y resistencia con el fin de limitar los daños en los muros de albañilería, de tal manera que puedan ser económicamente reparables por medio de procedimientos sencillos.

El artículo 19 de la norma “E.070” indica que el esfuerzo axial máximo de los muros portantes producido por la carga de gravedad máxima de servicio “Pm” deberá ser inferior a la expresión:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right) \right] \leq 0.15f'_m$$

Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

Tabla 24

Control del esfuerzo axial máximo en muros de albañilería

Control del esfuerzo axial máximo en muros de albañilería									
Piso	Muro	Longitud de muro "L" (m)	Espesor "t" (m)	altura de entrepiso "h" (m)	Carga axial con sobrecarga total "Pm" (kg)	Esfuerzo axial " $\sigma = Pm/L * t$ "	$Fa = 0.2 * f' * m * (1 - (h/35t)^2)$ (kg/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo axial máximo " $\sigma_m = Pm/L * t \leq Fa \leq 0.15 * f' * m$ "	Control de fuerza axial máxima " $\sigma \leq \sigma_m$ "
1	MX1	15.84	0.13	3.30	28849.74	14010.17	37918.126	37918.13	Conforme
1	MY1	7.89	0.26	3.30	26940.12	13132.55	69479.531	60000.00	Conforme
1	MY2	7.89	0.26	3.30	34040.43	16593.76	69479.531	60000.00	Conforme
1	MY3	10.04	0.26	3.30	31954.97	12241.41	69479.531	60000.00	Conforme
2	MY4	10.04	0.26	3.15	13532.45	5184.05	70414.201	60000.00	Conforme
2	MY5	7.89	0.26	3.15	12810.71	6244.86	70414.201	60000.00	Conforme
2	MY6	7.89	0.26	3.15	10962.08	5343.71	70414.201	60000.00	Conforme

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que todos los muros portantes de la estructura de estudio soportan las fuerzas axiales actuantes.

El artículo 26.2 de la norma "E.070" indica que se debe controlar la fisuración de los muros de albañilería, menciona que se debe evitar la fisuración ante sismos moderados para ello se debe verificar que la fuerza cortante actuante "Ve" en cada muro producido por el sismo moderado sea menor al 55% de la resistencia al corte de la albañilería "Vm". Lo mencionado se comprueba en la siguiente tabla:

Tabla 25

Control de la fisuración en muros de albañilería

Control de fisuración en muros de albañilería											
Piso	Muro	Longitud de muro "L" (m)	Espesor "t" (m)	Carga axial con sobrecarga reducida "Pg" (kg)	Fuerza cortante "Ve" por sismo moderado (kg)	Momento flector "Me" por sismo moderado (kg-m)	"Ve* L/Me"	Factor de reducción de resistencia al corte " $\alpha = 1/3 \leq Ve * L/Me \leq 1$ "	Resistencia al corte característica de la albañilería "v'm" (kg/m <sup>2</sup> )	Resistencia al corte de la albañilería "Vm" (kg)	Control de fisuración " $Ve \leq 0.55 Vm$ "
1	MX1	15.84	0.13	26106.81	37241.36	56689.83	10.41	1.00	65000.00	72928.57	Conforme
1	MY1	7.89	0.26	24867.34	24511.24	25896.23	7.47	1.00	65000.00	72389.99	Conforme
1	MY2	7.89	0.26	30032.74	17679.46	20104.52	6.94	1.00	65000.00	73578.03	Conforme
1	MY3	10.04	0.26	29280.50	20777.35	33960.82	6.14	1.00	65000.00	91572.52	Conforme
2	MY4	10.04	0.26	12984.23	11811.67	13693.49	8.66	1.00	65000.00	87824.37	Conforme
2	MY5	7.89	0.26	12059.39	8483.16	9393.17	7.13	1.00	65000.00	69444.16	Conforme
2	MY6	7.89	0.26	10480.03	9851.82	12249.09	6.35	1.00	65000.00	69080.91	Conforme

Fuente: Elaboración propia



De la tabla anterior se demuestra que todos los muros portantes de la estructura de estudio evitarían la fisuración ante un sismo moderado.

El artículo 27.1 de la norma “E.070” indica que todo muro confinado cuyo cortante producido por el sismo severo “Vu” sea mayor o igual a la resistencia al corte del muro “Vm” o que tenga un esfuerzo axial producido por la carga gravitacional de servicio sea mayor o igual al 5% de la resistencia característica a compresión axial de las unidades de albañilería “f’<sub>m</sub>”, en caso cumplir una de las condiciones los muros deberán llevar refuerzo horizontal. El artículo 27 de la norma “E.070” se indica que el cortante producido por el sismo severo “Vu” se hallará al multiplicar el cortante actuante producido por el sismo moderado “Ve” por el cociente de la resistencia al corte de la albañilería del primer piso “Vm1” entre el cortante producido por el sismo moderado del primer piso “Ve1”, el factor no será menor que dos ni mayor que tres. Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

*Tabla 26*

*Control de refuerzo horizontal en muros de albañilería*

Control de refuerzo horizontal en muros de albañilería										
Piso	Muro	Carga axial con sobrecarga a total "Pm" (kg)	Fuerza cortante "Ve" por sismo moderado (kg)	Momento flector "Me" por sismo moderado (kg-m)	Resistencia al corte de la albañilería a "Vm" (kg/m2)	Factor de amplificación para sismo severo "2<=Vm/Ve<=3"	Fuerza cortante "Vu" por sismo severo (kg-m)	Control de refuerzo horizontal "Vu>=Vm"	Esfuerzo axial "σ=Pm/L *t"	Control de refuerzo horizontal "σ>=0.05*f'm"
1	MX1	28849.74	37241.36	56689.83	72928.57	2.00	74482.72	Requiere	14010.17	No requiere
1	MY1	26940.12	24511.24	25896.23	72389.99	2.95	72389.9882	Requiere	13132.55	No requiere
1	MY2	34040.43	17679.46	20104.52	73578.03	3.00	53038.38	No requiere	16593.76	No requiere
1	MY3	31954.97	20777.35	33960.82	91572.52	3.00	62332.05	No requiere	12241.41	No requiere
2	MY4	13532.45	11811.67	13693.49	87824.37	2.95	34883.8595	No requiere	5184.05	No requiere
2	MY5	12810.71	8483.16	9393.17	69444.16	3.00	25449.48	No requiere	6244.86	No requiere
2	MY6	10962.08	9851.82	12249.09	69080.91	3.00	29555.46	No requiere	5343.71	No requiere

**Fuente:** Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que solo el muro “MX1” y el muro “MX2” necesitarían refuerzo horizontal en la estructura de estudio, de acuerdo al levantamiento arquitectónico se comprobó que todos los muros portantes refuerzo horizontal por lo que si cumplía con la solicitud del reforzamiento horizontal.

De acuerdo al artículo 27.4 de la norma “E.070” en el cual se detalla el diseño de los elementos de confinamiento de los muros de albañilería, indica que los elementos de confinamiento se deberán diseñar para las fuerzas generadas por el momento producido por el sismo severo “Mu” que no sea resistido por el muro, este momento residual es igual a la siguiente formula:

$$M = Mu1 - \frac{1}{2}Vm1xh$$

Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

Tabla 27

*Control del confinamiento del concreto armado en muros de albañilería*

Control del confinamiento del concreto armado en muros de albañilería								
Piso	Muro	Fuerza cortante "Ve" por sismo moderado (kg)	Momento flector "Me" por sismo moderado (kg-m)	Resistencia al corte de la albañilería "Vm" (kg/m2)	Factor de amplificación para sismo severo "2<=Vm/Ve<=3"	Momento flector "MU" por sismo severo (kg-m)	Momento residual "M=MU-1/2*Vm *h"	Fuerza generada por el momento residual "F=MU/L"
1	MX1	37241.36	56689.83	72928.57	2.00	113379.66	-6952.474	No existe "F"
1	MY1	24511.24	25896.23	72389.99	2.95	76480.3325	-42963.148	No existe "F"
1	MY2	17679.46	20104.52	73578.03	3.00	60313.56	-61090.190	No existe "F"
1	MY3	20777.35	33960.82	91572.52	3.00	101882.46	-49212.190	No existe "F"
2	MY4	11811.67	13693.49	87824.37	2.95	40441.5109	-97881.876	No existe "F"
2	MY5	8483.16	9393.17	69444.16	3.00	28179.51	-81195.042	No existe "F"
2	MY6	9851.82	12249.09	69080.91	3.00	36747.27	-72055.158	No existe "F"

**Fuente:** Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que los muros de albañilería no estaban afectados por la fuerza generada por el momento residual, la interpretación de que la formula  $M = Mu1 - \frac{1}{2}Vm1xh$  haya tenido resultados negativos demostró que los muros de la estructura eran capaces de soportar completamente los momentos producidos por un sismo severo.

De acuerdo al artículo 27.3 de la norma “E.070” se determinó el acero que necesitaba la estructura y se comparó con el acero existente para verificar si se cumplía con el acero requerido según lo dispuesto en la norm. Lo mencionado se detalla en la siguiente tabla:

*Tabla 28*

*Control del área de acero de las columnas de confinamiento*

Control del área de acero de las columnas de confinamiento									
Piso	Columna	Lado 1 (m)	Lado 2 (m)	Resistencia del concreto "f'c"	Cortante en columnas de confinamiento (kg)	Área de acero vertical requerido (cm <sup>2</sup> )	Área de acero vertical mínimo (cm <sup>2</sup> )	Área de acero vertical existente (cm <sup>2</sup> )	Control de área de acero
1	C4	0.26	0.22	100	18232.14	4.61	2.00	7.92	Conforme
1	C6	0.31	0.42	167	18232.14	4.61	5.18	13.62	Conforme
1	C10	0.32	0.51	100	18232.14	4.61	3.89	5.08	Conforme
1	C12	0.32	0.50	100	18232.14	4.61	3.81	13.62	Conforme
1	C16	0.27	0.22	100	18232.14	4.61	2.00	7.92	Conforme
1	C2	0.26	0.28	100	27146.25	6.87	2.00	7.92	Conforme
1	C3	0.26	0.26	100	18097.50	4.58	2.00	5.08	Conforme
1	C4	0.26	0.22	100	27146.25	6.87	2.00	7.92	Conforme
1	C8	0.26	0.43	100	27591.76	6.98	2.66	11.88	Conforme
1	C9	0.39	0.26	94	27591.76	6.98	2.27	11.40	Conforme
1	C10	0.32	0.51	100	18394.51	4.65	3.89	5.08	Conforme
1	C13	0.27	0.21	100	27471.75	6.95	2.00	7.92	Conforme
1	C14	0.27	0.28	100	27471.75	6.95	2.00	11.40	Conforme
1	C15	0.27	0.26	100	18314.50	4.63	2.00	5.08	Conforme
1	C16	0.27	0.22	100	27471.75	6.95	2.00	7.92	Conforme
2	C1	0.26	0.21	100	26347.31	6.67	2.00	11.40	Conforme
2	C2	0.26	0.28	100	26347.31	6.67	2.00	7.92	Conforme
2	C3	0.26	0.26	100	17564.87	4.44	2.00	5.08	Conforme
2	C4	0.26	0.22	100	26347.31	6.67	2.00	7.92	Conforme
2	C8	0.26	0.43	100	26041.56	6.59	2.66	11.88	Conforme
2	C9	0.39	0.26	94	26041.56	6.59	2.27	11.40	Conforme
2	C10	0.32	0.51	100	17361.04	4.39	3.89	5.08	Conforme
2	C14	0.27	0.28	100	25905.34	6.55	2.00	11.40	Conforme
2	C15	0.27	0.26	100	17270.23	4.37	2.00	5.08	Conforme
2	C16	0.27	0.22	100	25905.34	6.55	2.00	7.92	Conforme

**Fuente:** Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que el acero vertical existente en todas las columnas de confinamiento cumplió con el acero requerido establecido en la norma “E.070”.

De acuerdo al artículo 27.3 de la norma “E.070” se verifico si las dimensiones de las columnas de confinamiento eran las adecuadas. Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

*Tabla 29*

*Control de las dimensiones de las columnas de confinamiento*

Control de las dimensiones de las columnas de confinamiento										
Piso	Columna	Lado 1 (m)	Lado 2 (m)	Resistencia del concreto "f'c"	Numero de columnas de confinamiento "NC"	Carga axial con sobrecarga reducida "Pg" (kg)	Carga axial en columnas de confinamiento	Área de acero vertical requerido (cm2)	Área del núcleo del concreto	Control de área del núcleo de concreto
1	C4	0.26	0.22	100	5	26106.81	5221.36	4.61	-135.54	Conforme
1	C6	0.31	0.42	167	5	26106.81	5221.36	4.61	-95.45	Conforme
1	C10	0.32	0.51	100	5	26106.81	5221.36	4.61	-135.54	Conforme
1	C12	0.32	0.50	100	5	26106.81	5221.36	4.61	-135.54	Conforme
1	C16	0.27	0.22	100	5	26106.81	5221.36	4.61	-135.54	Conforme
1	C2	0.26	0.28	100	3	24867.34	8289.11	6.87	-193.15	Conforme
1	C3	0.26	0.26	100	3	24867.34	8289.11	4.58	-82.33	Conforme
1	C4	0.26	0.22	100	3	24867.34	8289.11	6.87	-193.15	Conforme
1	C8	0.26	0.43	100	3	30032.74	10010.91	6.98	-169.67	Conforme
1	C9	0.39	0.26	94	3	30032.74	10010.91	6.98	-180.94	Conforme
1	C10	0.32	0.51	100	3	30032.74	10010.91	4.65	-57.03	Conforme
1	C13	0.27	0.21	100	4	29280.50	7320.13	6.95	-213.42	Conforme
1	C14	0.27	0.28	100	4	29280.50	7320.13	6.95	-213.42	Conforme
1	C15	0.27	0.26	100	4	29280.50	7320.13	4.63	-101.27	Conforme
1	C16	0.27	0.22	100	4	29280.50	7320.13	6.95	-213.42	Conforme
2	C1	0.26	0.21	100	4	12984.23	3246.06	6.67	-268.12	Conforme
2	C2	0.26	0.28	100	4	12984.23	3246.06	6.67	-268.12	Conforme
2	C3	0.26	0.26	100	4	12984.23	3246.06	4.44	-160.56	Conforme
2	C4	0.26	0.22	100	4	12984.23	3246.06	6.67	-268.12	Conforme
2	C8	0.26	0.43	100	3	12059.39	4019.80	6.59	-251.37	Conforme
2	C9	0.39	0.26	94	3	12059.39	4019.80	6.59	-267.84	Conforme
2	C10	0.32	0.51	100	3	12059.39	4019.80	4.39	-145.06	Conforme
2	C14	0.27	0.28	100	3	10480.03	3493.34	6.55	-258.55	Conforme
2	C15	0.27	0.26	100	3	10480.03	3493.34	4.37	-152.80	Conforme
2	C16	0.27	0.22	100	3	10480.03	3493.34	6.55	-258.55	Conforme

**Fuente:** Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que las áreas de las secciones transversales de las columnas de confinamiento son adecuadas de acuerdo a la norma “E.070”, los valores negativos en los resultados de las áreas de los núcleos de las columnas de confinamiento demuestran que no están trabajando a compresión.

## Comprobación de la resistencia de los elementos estructurales de concreto armado

El artículo 8.1.1 de la norma de concreto armado “E.060” menciona que para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado se utilizará el diseño por resistencia, en la cual se deberá dotar a todas las secciones de los elementos estructurales la resistencia de diseño “ $\Phi R_n$ ” de acuerdo a la norma, donde se utilizará los factores de reducción de resistencia “ $\Phi$ ” y los factores de amplificación de cargas. Los elementos estructurales se diseñarán para resistir los efectos máximos generados por las cargas amplificadas, por medio del análisis estructural, en la cual se supondrá una respuesta elástico-lineal de la estructura.

El artículo 25.1 de la norma “E.070” menciona que los elementos estructurales de concreto armado de la edificación excepto los elementos de confinamiento, serán diseñados por resistencia ultima con la combinación de fuerzas gravitacionales y las fuerzas generadas por el sismo moderado.

La estructura de estudio contaba con dos pórticos de dos pisos cada uno, en dirección paralela a la sección transversal de la estructura, también contaba con vigas y columnas que soportaban el corredor.

De acuerdo al capítulo 10 de la norma “E.060” el cual se refiere a los elementos sometidos a flexión, se realizó la verificación si es que el acero existente era igual o mayor al acero requerido en las vigas. Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

Tabla 30

Comprobación de la resistencia a la flexión de las vigas

Comprobación de la resistencia a la flexión de las vigas										
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Resistencia a la compresión del concreto "f' <sub>c</sub> " (kg/cm <sup>2</sup> )	Área de acero inferior existente (cm <sup>2</sup> )	Área de acero mínimo (cm <sup>2</sup> )	Momento resistente " $\Phi M_n$ " (Kg-cm)	Momento actuante positivo " $M_u$ " (kg-cm)	Área de acero inferior requerido (cm <sup>2</sup> )	Control de " $\Phi M_n \geq M_u$ "
1	V6	31	63	136	3.96	5.89	818485.43	1028028.00	5.89	Necesita Refuerzo
1	V2	31	38	136	3.96	3.31	444265.43	29523.00	3.31	No necesita refuerzo
2	V10	31	63	98	3.96	5.89	805016.30	727046.00	5.89	No necesita refuerzo
1	V3	22	37	98	3.96	2.27	396107.15	116569.00	2.27	No necesita refuerzo
1	V7	32	63	61	3.96	6.08	778197.17	920079.00	6.08	Necesita Refuerzo
1	V4	32	41	61	3.96	3.73	448883.57	34424.00	3.73	No necesita refuerzo
2	V11	32	63	98	3.96	6.08	806522.72	702816.00	6.08	No necesita refuerzo

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que la mayoría de vigas tenían el acero necesario para resistir el momento actuante, solo las vigas “V6” y “V7” tenían un menor acero al requerido por lo que necesitaban ser reforzadas.

De acuerdo al capítulo 11 de la norma “E.060” el cual se refiere a los elementos de cortante, se verifico si las vigas resistían efectivamente el corte. Según la formula, el cortante de diseño debe ser mayor o igual a cortante actuante en la viga  $\Phi V_n \geq V_u$ , donde el cortante nominal es igual a la resistencia del concreto al corte más la resistencia al corte aportada por el acero  $V_n = V_c + V_s$ . El resultado en caso de que se necesite acero es obtener la separación de los estribos, se consideró que si la separación era mayor a cinco centímetros entonces las vigas cumplían, puesto que los máximos esfuerzos por corte se generaban en los extremos. Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

*Tabla 31*

*Comprobación de la resistencia al corte de las vigas*

Comprobación de la resistencia al corte de las vigas									
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Resistencia a la compresión del concreto "f'c" (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia al corte del concreto " $\Phi V_c$ " (kg)	Cortante actuante en la viga " $V_u$ " (kg)	Cortante que debe ser resistido por el acero " $V_s = V_u - \Phi V_c$ " (kg)	Separación calculada "s" (cm)	Control de separación "s" $\geq 5$ cm"
1	V6	31	63	136	8191.12	12938.15	6329.38	53.71	Cumple
1	V2	31	38	136	4598.52	5777.24	1571.62	121.43	Cumple
2	V10	31	63	98	6953.23	8610.51	2209.70	153.84	Cumple
1	V3	22	37	98	2683.70	2787.97	139.02	1329.89	Cumple
1	V7	32	63	61	5662.74	12749.24	9448.66	35.98	Cumple
1	V4	32	41	61	3477.12	5648.96	2895.78	72.08	Cumple
2	V11	32	63	98	7177.53	8889.03	2282.00	148.97	Cumple

**Fuente:** Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que las vigas soportaban los esfuerzos de corte en su totalidad.

Se verifico la resistencia de la losa aligerada considerándola una viga de ancho igual a 10 cm y altura igual a 20 cm, la verificación se realizó tanto para flexión como para cortante considerando la losa del primer piso que era la que resistía más cargas, la losa aligerada se consideró tipita. Lo mencionado se comprueba en la siguiente tabla.

Tabla 32

Comprobación de la resistencia de la losa aligerada

Comprobación de la resistencia de la losa aligerada											
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Resistencia a la compresión del concreto "f <sub>c</sub> " (kg/cm <sup>2</sup> )	Área de acero existente (cm)	Momento resistente "ΦM <sub>n</sub> " (Kg-cm)	Resistencia al corte del concreto "ΦV <sub>c</sub> " (kg)	Momento actuante "Mu" (kg-cm)	Cortante actuante en la viga "Vu" (kg)	Control de flexión "ΦM <sub>n</sub> ≥ Mu"	Control de corte "ΦV <sub>c</sub> ≥ Vu"
1	M1+	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	43634.00	648.41	Conforme	Conforme
1	M2-	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	20057.00	72.47	Conforme	Conforme
1	M3+	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	38929.00	658.65	Conforme	Conforme
1	M4-	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	23504.00	57.96	Conforme	Conforme
1	M5+	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	46007.00	658.99	Conforme	Conforme
1	M6-	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	21758.00	68.30	Conforme	Conforme
2	M7+	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	40107.00	665.53	Conforme	Conforme
3	M8-	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	23340.00	62.67	Conforme	Conforme
4	M9+	10	20	98	1.27	66240.21	668.96	49502.00	659.86	Conforme	Conforme

**Fuente:** Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que la losa aligerada era capaz de resistir las fuerzas actuantes de momento flector y de cortante en su totalidad.

De acuerdo al capítulo 10 de la norma "E.060" se verifico los elementos a compresión como son las columnas, se comprobó si el acero existente era mayor o igual que el acero requerido. Lo mencionado se comprueba en la siguiente tabla:

Tabla 33

Comprobación de la resistencia a la compresión de las columnas

Comprobación de la resistencia a la compresión de las columnas								
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Resistencia a la compresión del concreto "f'c" (kg/cm2)	Esfuerzo de fluencia del acero "fy" (kg/cm2)	Área de acero existente (cm)	Área de acero requerido (cm)	Control de Acero mínimo
1	C1	26	21	100	4200	11.36	5.46	Conforme
1	C5	31	43	112	4200	15.36	13.33	Conforme
1	C6	31	42	167	4200	15.36	13.02	Conforme
2	C5	31	43	112	4200	15.36	13.33	Conforme
2	C6	31	42	167	4200	15.36	13.02	Conforme
1	C7	22	23	100	4200	11.36	5.06	Conforme
2	C7	22	23	100	4200	11.36	5.06	Conforme
1	C11	32	51	56	4200	15.36	15.32	Conforme
1	C12	32	50	100	4200	13.94	13.00	Conforme
2	C11	32	51	56	4200	15.36	15.32	Conforme
2	C12	32	50	100	4200	13.94	13.00	Conforme
2	C13	27	21	100	4200	8.00	5.67	Conforme

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que el área de acero existente cumplía con el área de acero requerida por lo que las columnas eran capaces de resistir las combinaciones de compresión y momentos biaxiales.

De acuerdo al capítulo 11 de la norma "E.060" el cual se refiere a los elementos de cortante, se verifico si las columnas resistían efectivamente el corte. Según la formula, el cortante de diseño debe ser mayor o igual a cortante actuante en la viga  $\Phi V_n \geq V_u$ , donde el cortante nominal es igual a la resistencia del concreto al corte más la resistencia al corte aportada por el acero  $V_n = V_c + V_s$ . El cálculo del cortante que es capaz de resistir el concreto se calculó con la siguiente formula:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

Donde:

Nu: Fuerza factorizada de la compresión actuante en la columna



Lo mencionado se demuestra en la siguiente tabla:

Tabla 34

Comprobación de la resistencia al corte de las columnas

Comprobación de la resistencia al corte de las columnas										
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Peralte efectivo (m)	Resistencia a la compresión del concreto "f <sub>c</sub> " (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga axial actuante factorizada "Ñu" (kg)	Resistencia al corte del concreto "ΦV <sub>c</sub> " (kg)	Cortante actuante en la columna "V <sub>u</sub> " (kg)	Cortante que debe ser resistido por el acero "V <sub>s</sub> =V <sub>u</sub> - ΦV <sub>c</sub> " (kg)	Control de reforzamiento por corte
1	C1	26	21	15	100	8046.5645	1710.18	365.78	-1792.53	No necesita reforzamiento
1	C5	31	43	37	112	27601.522	5524.51	3681.34	-2457.56	No necesita reforzamiento
1	C6	31	42	36	167	16120.0455	6229.54	3782.43	-3262.81	No necesita reforzamiento
2	C5	31	43	37	112	9258.0215	5059.72	3476.44	-2111.04	No necesita reforzamiento
2	C6	31	42	36	167	6892.015	5945.12	6352.4	543.04	Necesita reforzamiento
1	C7	22	23	17	100	8755.175	1666.71	186.84	-1973.16	No necesita reforzamiento
2	C7	22	23	17	100	4555.174	1580.33	509.45	-1427.84	No necesita reforzamiento
1	C11	32	51	45	56	28243.0915	4802.35	3469.47	-1777.17	No necesita reforzamiento
1	C12	32	50	44	100	16503.604	6000.91	3656.22	-3126.25	No necesita reforzamiento
2	C11	32	51	45	56	9613.5845	4460.08	3375.7	-1445.84	No necesita reforzamiento
2	C12	32	50	44	100	7160.66	5772.14	6535.07	1017.25	Necesita reforzamiento
2	C13	27	21	15	100	2424.331	1658.06	1365.81	-389.66	No necesita reforzamiento
1	C2	26	28	22	100	11316.6495	2521.11	1839.82	-908.39	No necesita reforzamiento
1	C8	26	43	37	100	15965.6445	4206.21	2390.63	-2420.77	No necesita reforzamiento
2	C9	26	43	37	100	6762.574	3985.86	1475.22	-3347.52	No necesita reforzamiento

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se demuestra que la mayoría de columnas eran capaces de soportar el cortante, incluso las columnas que tenían patologías de columna corta. Las columnas "C6" y "C12" necesitaron refuerzo al corte, lo cual tenía sentido puesto que eran las columnas de menor longitud libre, a pesar de que existían otras columnas cortas, éstas tenían más longitud libre que las columnas que necesitaban reforzamiento por lo que el concreto fue capaz de resistir esa fuerza cortante actuante. Las fuerzas cortantes aumentan dependiendo de la altura como se aprecia en la siguiente tabla:

Tabla 35

*Fuerza cortante en función de la altura*

Altura efectiva	Fuerza cortante
$h$	$\frac{12EI}{h^3}$
$0.80h$	$\frac{23.44EI}{h^3}$
$0.60h$	$\frac{55.55EI}{h^3}$
$0.40h$	$\frac{187.50EI}{h^3}$
$0.20h$	$\frac{1500EI}{h^3}$

**Fuente:** Universidad de las fuerzas armadas ESPE

El problema de las columnas cortas que padece la estructura en caso de un sismo podría terminar con consecuencias graves, tales como se muestran en la siguiente imagen:



Figura 57. Falla por columna corta

### **3.4 Reforzamiento estructural**

Un proyecto de reforzamiento estructural tiene como objetivo incrementar o establecer la resistencia, rigidez y ductilidad lateral de la estructura dañada por algún evento sísmico. Si esto no se logra, los eventos sísmicos futuros de características similares o mayores volverán a ocasionar daños en la estructura, por lo se requiere adicionar elementos con mayor resistencia que los muros de albañilería originales, como adicionar placas de concreto (San Bartolomé, Quiun y Silva, 2011, p. 186).

El reforzamiento estructural es una mejora sobre la fuerza original cuando la evaluación del edificio indica que la fuerza disponible antes del daño era insuficiente y la restauración por sí sola no será suficiente en futuros eventos sísmicos. El reforzamiento no debería estar limitado al aumento de la fuerza de los miembros dañados, sino que también se tendría considerar el comportamiento total de la estructura (IAEE, 2004, p. 127).

Realizado el análisis estructural de la estructura y verificado la resistencia de todos los elementos estructurales tales como la albañilería, elementos de confinamiento y elementos de concreto armado. Se hallaron dos elementos estructurales que deberían ser reforzados que de no serlo podría sufrir graves daños en caso de algún evento sísmico, estos dos elementos fueron parte de los pórticos principales de concreto armado por lo que si hubiese una falla podría ser muy perjudicial en la estructura. Las dos vigas principales del primer piso tenían problemas de no soportar el momento actuante máximo, por lo que se debería aumentar la resistencia a la flexión, en el segundo piso se encontró que dos columnas debían ser reforzadas para aumentar su resistencia ante los esfuerzos cortantes debido a los efectos de columna corta.

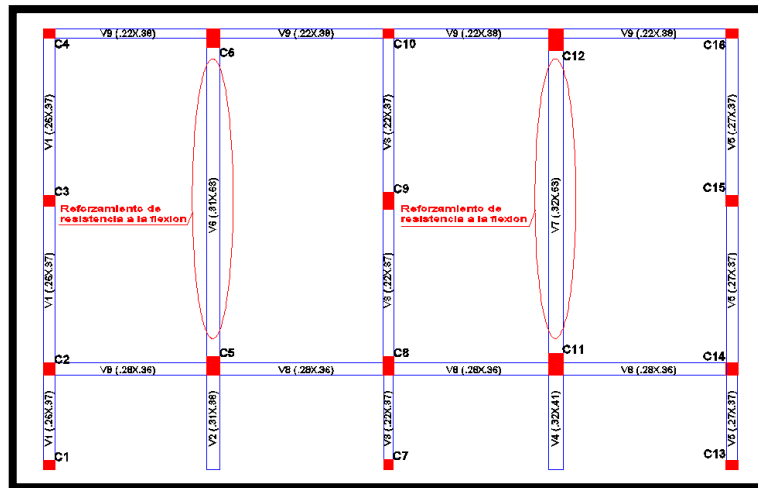


Figura 58. Reforzamiento requerido en el primer piso

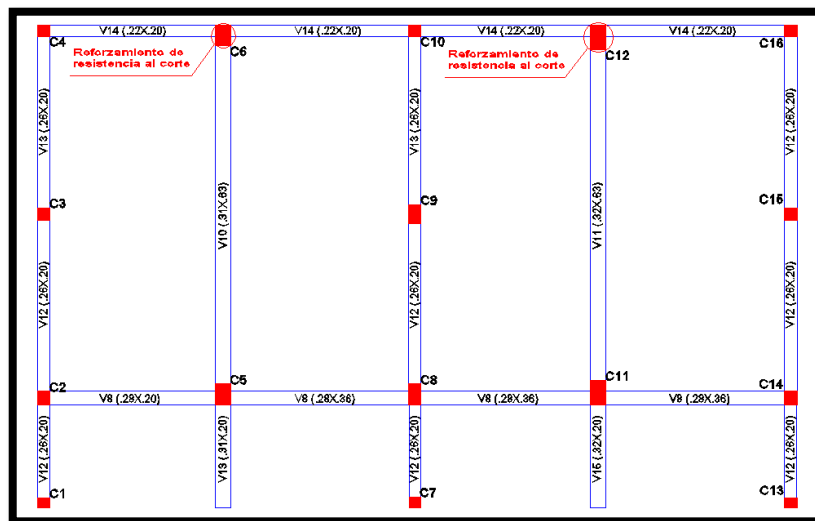


Figura 59. Reforzamiento requerido en el primer piso

### 3.4.1 Reforzamiento de vigas

Como se mencionó las vigas debían ser reforzadas para aumentar su capacidad resistente a la flexión, para ello existen varias alternativas tales como:

- Ensanchamiento de sección

- Post-tensado externo
- Reducción de la luz
- Apoyos suplementarios
- Sistemas FRP: laminados o varillas

Para la estructura de estudio se decidió usar los sistemas CFRP (Carbon Fiber-Reinforced Polymer), puesto que tienen las siguientes ventajas:

**Seguridad Estructural:** Al realizar el reforzamiento el CFRP deberá unirse con la superficie del elemento, para mejorar su resistencia a flexión, esto le dará una mayor seguridad estructural evitando que la estructura colapse.

**Fase de instalación:** El tiempo requerido para la instalación del CFRP es corto, debido a que no es necesario contar con equipos o maquinaria pesada costosa, tampoco es necesario contar con un gran espacio para realizar dicho trabajo.

**Fase de servicio:** Al realizar dicho trabajo no se altera la geometría, área ni estética, tampoco genera ningún tipo de interferencia con otros elementos estructurales adyacentes, no se requiere de mantenimiento, ya que es exento de corrosión, tiene una alta durabilidad y resistencia a la fatiga.

**Fácil transporte de rollos y longitud ilimitada:** Las láminas de CFRP al tener un espesor de milímetros es fácil de transportar en rollos y se puede pedir la longitud que se requiera para el proyecto de reforzamiento.



Figura 60. Rollo de CFRP

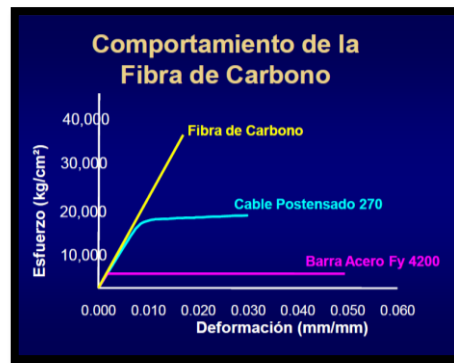


Figura 61. Comparación de curvas de esfuerzo-deformación de distintos elementos estructurales

### Diseño del reforzamiento de vigas con CFRP

El diseño del reforzamiento con CFRP se detallan en la norma “ACI 318-14”, la cual menciona unos límites de diseño los cuales se imponen para evitar el posible colapso de la estructura, ya sea por despegue u otros fallos debidos a vandalismos, entre otros. Por ello la estructura sin refuerzo deberá resistir un determinado nivel de esfuerzos producidos por una combinación dentro la carga viva y muerta, en caso de que el CFRP tenga algún daño, la combinación de cargas que debe soportar es la siguiente:

$$(\Phi R_n)_{existente} \geq (1.1CM + 0.75CV)_{nuevas}$$

Lo que quiere decir que la resistencia nominal factorizada de la viga sin reforzar deberá ser mayor o igual a un 110% de la nueva carga muerta más un 75% de la nueva carga viva, en este caso no habrá un aumento de cargas muerta y vivas en la estructura, sino que se desea aumentar su capacidad resistente en caso de solicitaciones sísmicas o algún evento extraordinario, por lo que se cumple ese límite de la norma

En caso de haber un incendio, el CFRP presentará fallas si esta desprotegido debido a las altas temperaturas, por lo que el elemento estructural sin reforzar deberá ser capaz de resistir la siguiente combinación de cargas:

$$(\Phi R_n)_{existente} \geq (CM + CV)_{nuevas}$$

Bajo este evento el CFRP no sería necesario, por lo que para prevenir que el CFRP falle deberá tener algún tipo de protección.

La exposición a un largo plazo de CFRP ante diversos tipos de exposición puede tener efectos como la reducción de la tensión ultima del CFRP, por lo que las propiedades del CFRP serán reducidas con un factor “CE” de acuerdo al tipo de exposición.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

Donde:

$f_{fu}$ : esfuerzo de tracción del CFRP

$\varepsilon_{fu}$ : deformación unitaria del CFRP

$E_f$ : módulo de elasticidad del CFRP

*Tabla 36*

*Valor de CE según el tipo de exposición*

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	TIPO DE FIBRA	$C_E$
<b>Exposición interior</b>	Carbono	0.95
	Vidrio	0.75
<b>Exposición al exterior</b> (Puentes, áreas de parking descubiertas...)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.65
<b>Ambiente agresivo</b> (Plantas químicas, plantas de tratamiento de aguas...)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.50

**Fuente:** Sika

## Calculo del CFRP

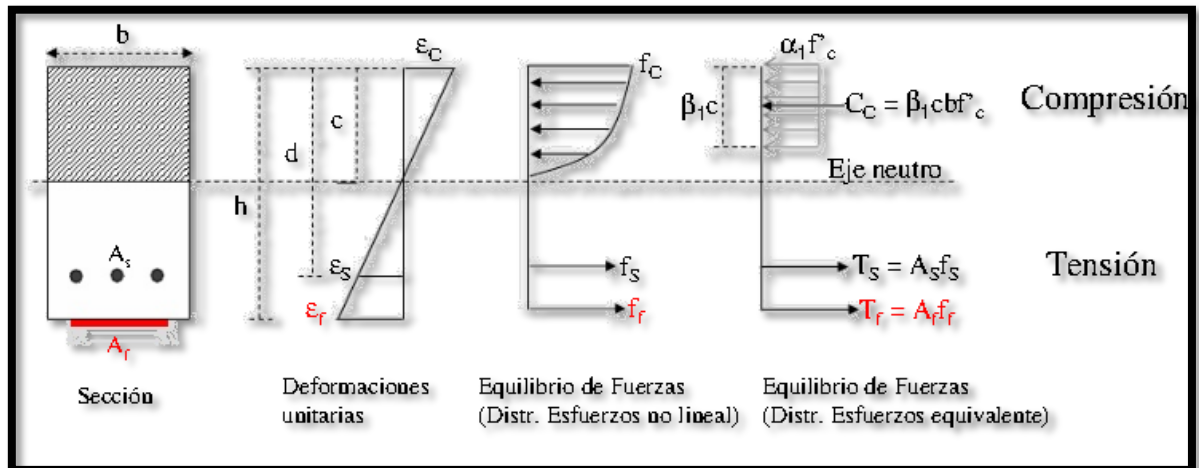


Figura 62. Esfuerzos y deformaciones que se producen en una viga de concreto armado con CFRP

El cálculo de las vigas a flexión con CFRP, es similar a una viga a flexión de concreto armado, la resistencia nominal factorizada deberá ser mayor o igual al momento actuante en la viga, el momento nominal factorizado de una viga con CFRP será igual al momento nominal factorizado producido por el concreto y el acero más el momento nominal factorizado producido por el CFRP.

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_r f_{fe} \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$\Phi$ : Factor de reducción

$M_n$ : momento nominal de la viga

$M_u$ : Momento ultimo

$A_s$ : área de acero

$f_s$ : esfuerzo de fluencia del acero

$d$ : peralte efectivo

$\beta_1$ : factor de reducción del concreto por fallas constructivas



$\Psi$ f: factor de reducción

c: distancia desde la parte superior de la viga hasta el eje neutro

Af: área del CFRP

ffe: esfuerzo reducido a la tracción del CFRP

h: altura de la viga

Con la formula se calculó el CFRP que aumente el momento nominal tal que sumado a el momento nominal del concreto armado sea mayor o igual al momento actuante. Para ello se usó las dimensiones y propiedades mecánicas del CFRP Sika carbodur S512. Los resultados se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 37

*Diseño del refuerzo de CFRP en vigas*

Diseño del refuerzo de CFRP en vigas							
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Resistencia a la compresión del concreto "f'c" (kg/cm <sup>2</sup> )	Área de acero inferior existente (cm <sup>2</sup> )	Momento resistente "ΦMns+" (Kg-cm)	Momento actuante positivo "Mu+" (kg-cm)
1	V6	31.00	63.00	136.00	3.96	818485.43	1028028.00
1	V7	32.00	63.00	61.00	3.96	778197.17	920079.00

Tipo de CFRP	Ancho (cm)	Espesor (cm)	Resistencia a la tracción del CFRP "Ff" (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la tracción del CFRP reducida "Fe=Ff*Ce" (kg/cm <sup>2</sup> )	Momento resistente del CFRP "ΦMnf+" (Kg-cm)	Momento resistente de la viga con CFRP "ΦMN+=ΦMns+ΦMnf" (Kg-cm)	Control de "ΦMN+>=Mu"
Sika Carbodur S 512	5.00	0.12	28000.00	26600.00	742004.17	1560489.60	Cumple
Sika Carbodur S 512	5.00	0.12	28000.00	26600.00	710470.52	1488667.69	Cumple

**Fuente:** Elaboración propia

De acuerdo a la tabla anterior se prueba que con la adición del CFRP Sika Carbodur S 512 ambas vigas aumentarían su momento resistente siendo mayor al momento actuante.

Calculado el tipo de CFRP necesario se procedió a calcular la longitud necesaria de este a lo largo de la viga, llamada longitud de desarrollo "ldf" que se extiende desde el punto

del momento máximo tanto en dirección izquierda como derecha, para calcular la longitud de desarrollo se utilizó la siguiente formula:

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n \cdot E_t \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

Donde:

n: número de láminas de CFRP

Et: módulo de elasticidad del CFRP

tf: espesor del CFRP

f'c: resistencia a la compresión del concreto

Se obtuvieron los siguientes resultados de la longitud de desarrollo necesaria:

*Tabla 38*

*Calculo de longitud de desarrollo "ldf"*

<b>Calculo de longitud de desarrollo "ldf"</b>		
<b>Piso</b>	<b>Elemento</b>	<b>"ldf" (cm)</b>
1	V6	130.30
1	V7	159.22

**Fuente:** Elaboración propia

Se escogió la longitud mayor entre la longitud de desarrollo “ldf” y 15cm pasado el punto de influencia como se detallan en las siguientes imágenes:

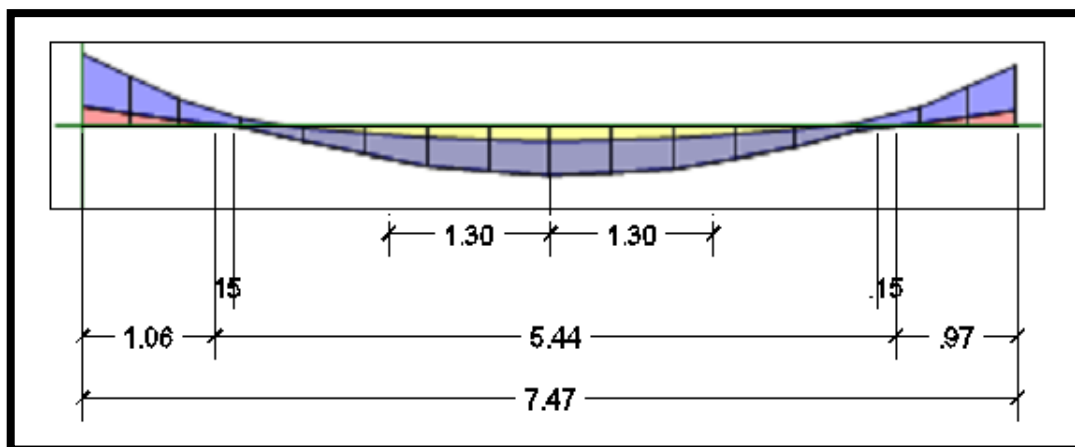


Figura 63. Longitud de desarrollo de la viga “V6”

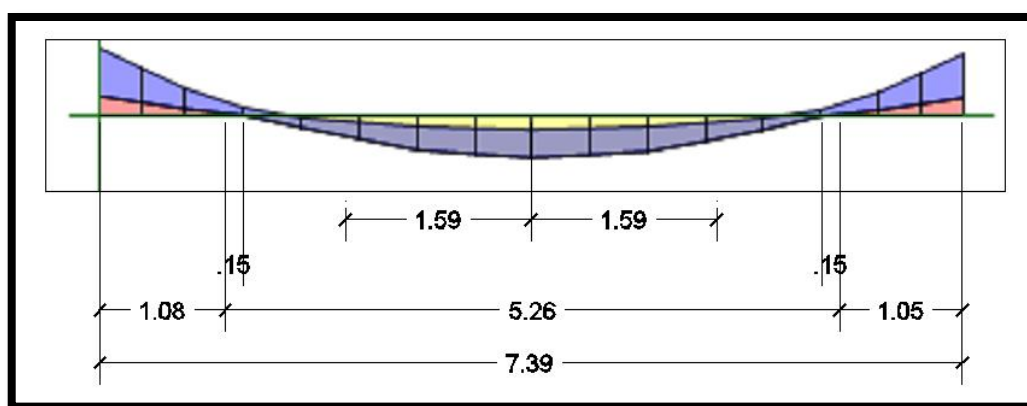


Figura 64. Longitud de desarrollo de la viga “V7”

Tabla 39

Longitud de CFRP

Longitud de CFRP		
Piso	Elemento	Longitud (m)
1	V6	5.45
1	V7	5.30

Fuente: Elaboración propia

## Proceso de aplicación del CFRP

La colocación de las láminas de fibra de carbono deberá ser en la cara inferior del elemento a reforzar (vigas), este refuerzo se deberá colocar simétricamente en la sección y continuo en su longitud.

### 1. Preparación del soporte



Figura 65. Reparación del elemento estructural a reforzar (viga)

### 2. Preparación de las láminas de CFRP: se deberá comprobar la longitud requerida de los laminados antes de ser cortado, estos deberán ser limpiados adecuadamente para garantizar una adecuada adherencia al elemento estructural.



Figura 66. Medición del laminado requerido



Figura 67. Limpieza del laminado

3. Se realizará las líneas de alineamiento de la lámina de CFRP.



Figura 68. realización de líneas en la zona de colocación

4. Se procederá a realizar la preparación del adhesivo epóxico Sikadur 30, homogeneizando los componentes por separado, luego se mezclarán los componentes con una batidora eléctrica de bajas revoluciones por lo menos 3 minutos.



Figura 69. Mezcla de los componentes a usar



Figura 70. Uso de la mezcladora

5. Una vez obtenida la mezcla del adhesivo se aplicará una capa en el soporte y sobre el laminado, esto deberá realizar con la ayuda de la herramienta específica.



Figura 71. Colocación de adhesivo en el elemento estructural



Figura 72. colocación de adhesivo en el laminado

6. Para la aplicación de los laminados se deberá pasar un rodillo de goma haciendo presión sobre el laminado con el soporte, para así poder garantizar una mayor adherencia.





Figura 73. Fijación del laminado

En caso de necesitar que el CFRP sea protegidos contra incendios para una mayor seguridad, se puede usar un mortero resistente al fuego como el Sikacrete-213F, el cual se puede usar para recubrir el CFRP y protegerlo contra incendios.

### **3.4.2 Reforzamiento de columnas**

Las Columnas debían ser reforzadas para aumentar su capacidad resistente hacia fuerzas cortantes para ello existen varias alternativas tales como:

- Ensanchamiento de sección
- Refuerzo externo (acero, FRP)

Para aumentar la resistencia al corte de las columnas se optó por diseñar el ensanche de la sección que tenía los máximos cortantes, esto comprendía la longitud libre de la columna.

#### **Diseño del reforzamiento de las columnas por ensanche de sección**

El efecto de columna corta se debe a la restricción parcial del desplazamiento de la columna, la cual se ve obligada a concentrar toda la deformación y tensión en la longitud libre.



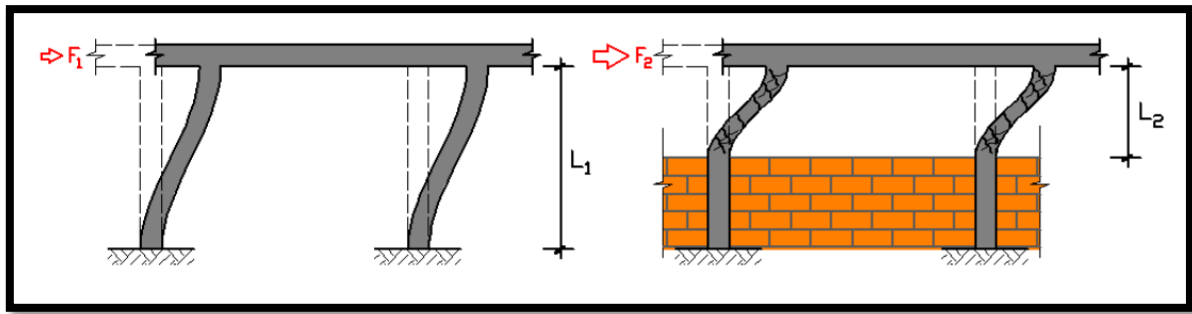


Figura 74. Efecto de columna de corta

En una investigación sobre el reforzamiento de edificaciones con problemas de columna corta realizado por SENCICO-PUCP, se construyeron dos módulos similares a los colegios existentes, uno sin reforzamiento y otro con reforzamiento, el reforzamiento consistía en ensanchar las columnas en la longitud libre, la sección del ensanche se consideró como el área necesaria para anclar el refuerzo horizontal de diámetro de 1/4", de 15 cm a cada lado. Además, se trató que la resistencia del concreto al corte soporte la fuerza cortante actuante en la columna, con la suposición que absorbía 25% de esta fuerza, por lo que se colocó un refuerzo horizontal mínimo.

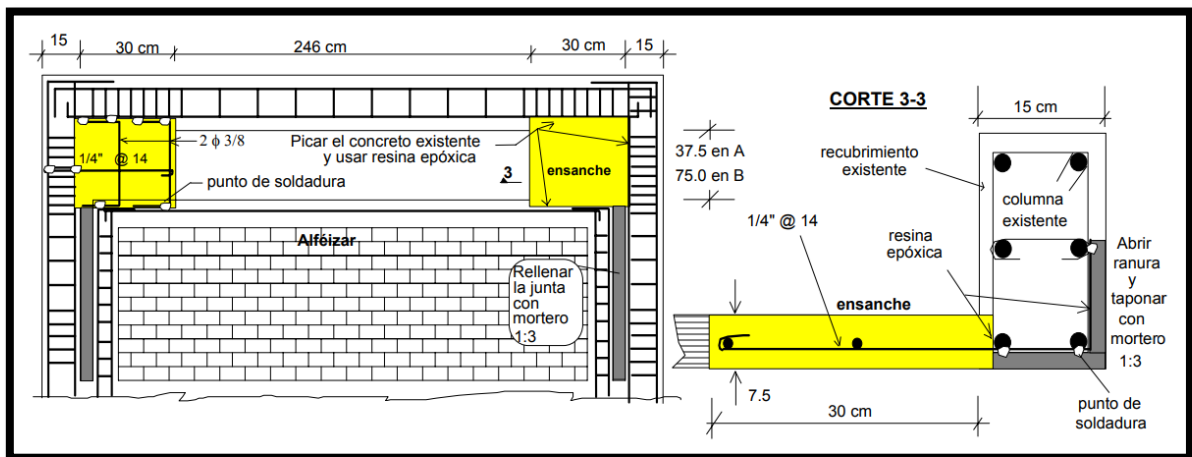


Figura 75. Reforzamiento de columna corta

Para la estructura de esta investigación, el cálculo del área del ensanche se calculó con el esfuerzo cortante que no era resistido por el área de la sección existente de la columna, como los máximos esfuerzos de la columna corta se generan en toda la longitud libre se despreció la resistencia de los estribos existentes al cortante por desconocer su distribución y como un factor de seguridad. El cálculo del ensanche se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 40

Comprobación de la resistencia al corte de las columnas

Comprobación de la resistencia al corte de las columnas								
Piso	Elemento	Base "b" (cm)	Altura "h" (cm)	Peralte efectivo (m)	Resistencia a la compresión del concreto "f'c" (kg/cm2)	Resistencia al corte del concreto " $\Phi V_c$ " (kg)	Cortante actuante en la columna " $V_u$ " (kg)	Cortante que debe ser resistido por el ensanche " $V_e = V_u - \Phi V_c$ " (kg)
2	C6	31	42	36	167	5945.12	6352.4	543.04
2	C12	32	50	44	100	5772.14	6535.07	1017.25

Elemento de ensanche	Base "be" (cm)	altura "he" (cm)	Resistencia a la compresión del concreto "f'c" (kg/cm2)	Número de elementos	Cortante resistente del ensanche despreciando el acero " $\Phi V_e$ " (kg)	Cortante resistente de la columna ensanchada " $\Phi V_n = \Phi V_e + \Phi V_c$ " (kg)	Control de " $\Phi V_n \geq V_u$ "
E 15x15	15	15	210	2	2592.15	8537.27	Cumple
E 15x15	15	15	210	2	2592.15	8364.28	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Las columnas reforzadas se modelaron en ETABS para conocer los cambios en las cargas cortantes que actuaban en ellas y las variaciones en las derivas de la estructura.

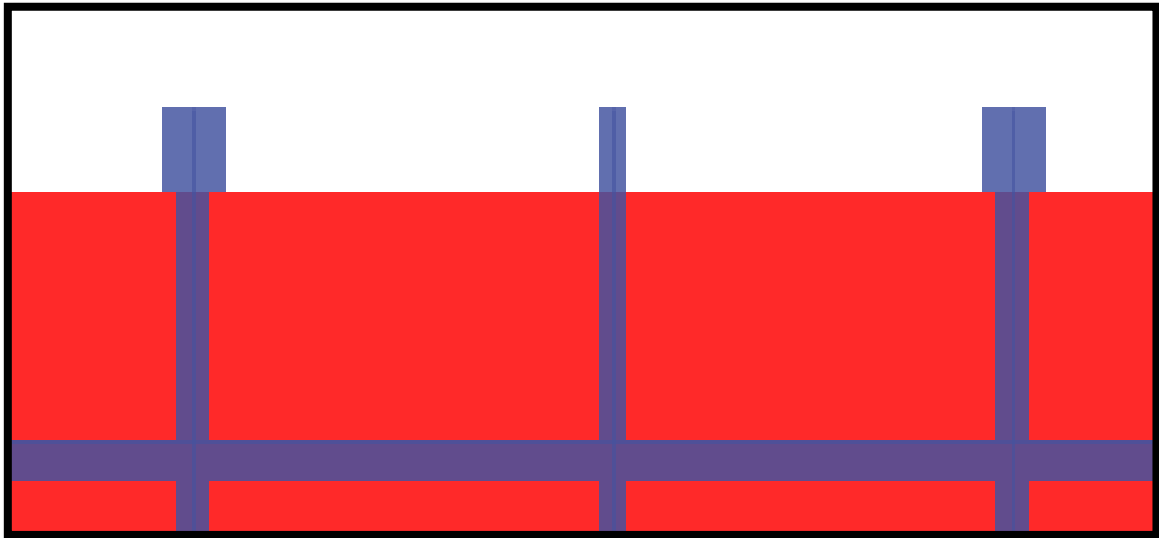


Figura 76. Vista en elevación del reforzamiento de las columnas en ETABS

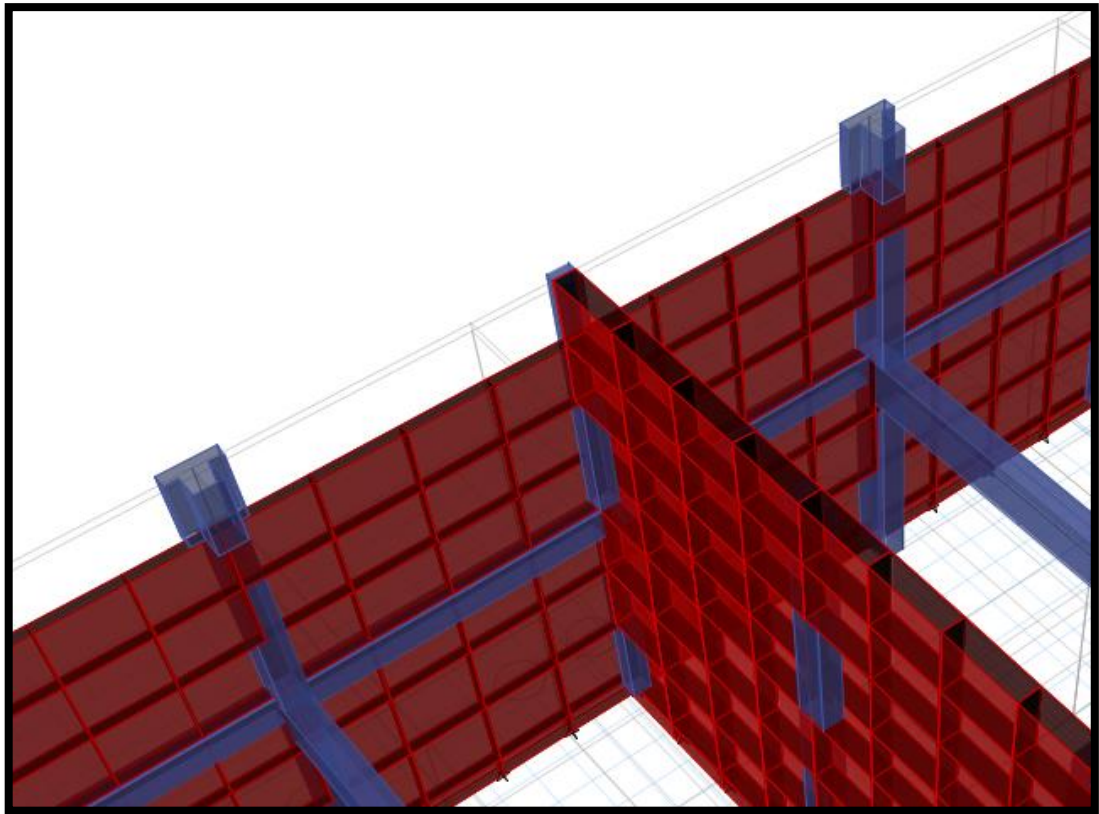


Figura 77. Vista en 3D del reforzamiento de las columnas en ETABS

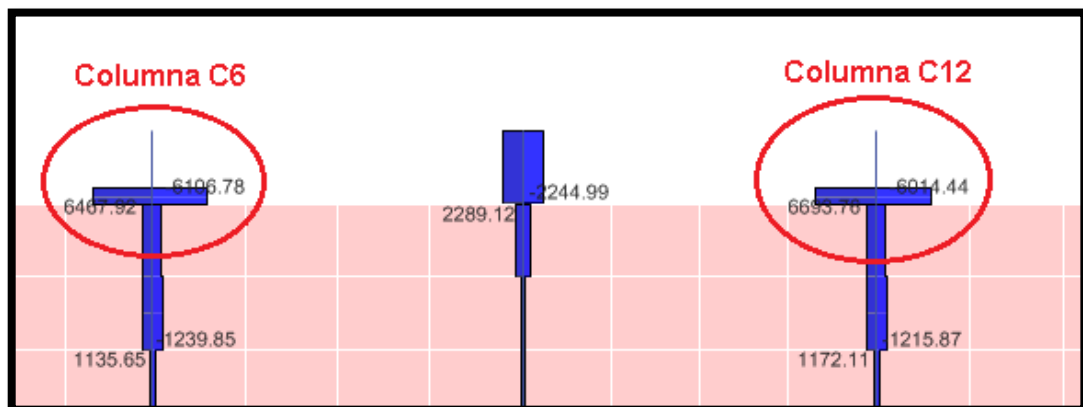


Figura 78. Esfuerzos cortantes en las columnas reforzadas

Tabla 41

Comprobación de la resistencia de las columnas reforzadas

Comprobación de la resistencia de las columnas reforzadas				
Piso	Elemento	Resistencia al corte del concreto de la columna reforzada " $\Phi V_c$ " (kg)	Cortante actuante en la columna reforzada " $V_u$ " (kg)	Control de reforzamiento por corte " $\Phi V_c \geq V_u$ "
2	C6	8537.27	6467.92	Cumple
2	C12	8364.28	6693.76	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42

Comprobación de derivas máximas sismo dinámico con columnas reforzadas

Comprobación de derivas máximas sismo dinámico con columnas reforzadas									
Piso	Diafragma	Carga	Desplazamiento (m)	hei (m)	Desplazamiento relativo (m)	Deriva	Deriva*0.75R	Deriva máxima	Resultado
1	D1	Sismo dinámico X	0.001161813	3.30	0.001161813	0.0003521	0.00158429	0.005	Cumple
2	D2	Sismo dinámico X	0.002992250	3.15	0.001830437	0.0005811	0.00261491	0.005	Cumple
1	D1	Sismo dinámico Y	0.000459477	3.30	0.000459477	0.0001392	0.00062656	0.005	Cumple
2	D2	Sismo dinámico Y	0.000733661	3.15	0.000274184	0.0000870	0.00039169	0.005	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Por último, se realizó un gráfico comparativo de las derivas producidas por los sismos estático, dinámico y las derivas por sismo dinámico en la estructura con las columnas reforzadas, donde se obtuvieron resultados muy similares como se demuestra a continuación:

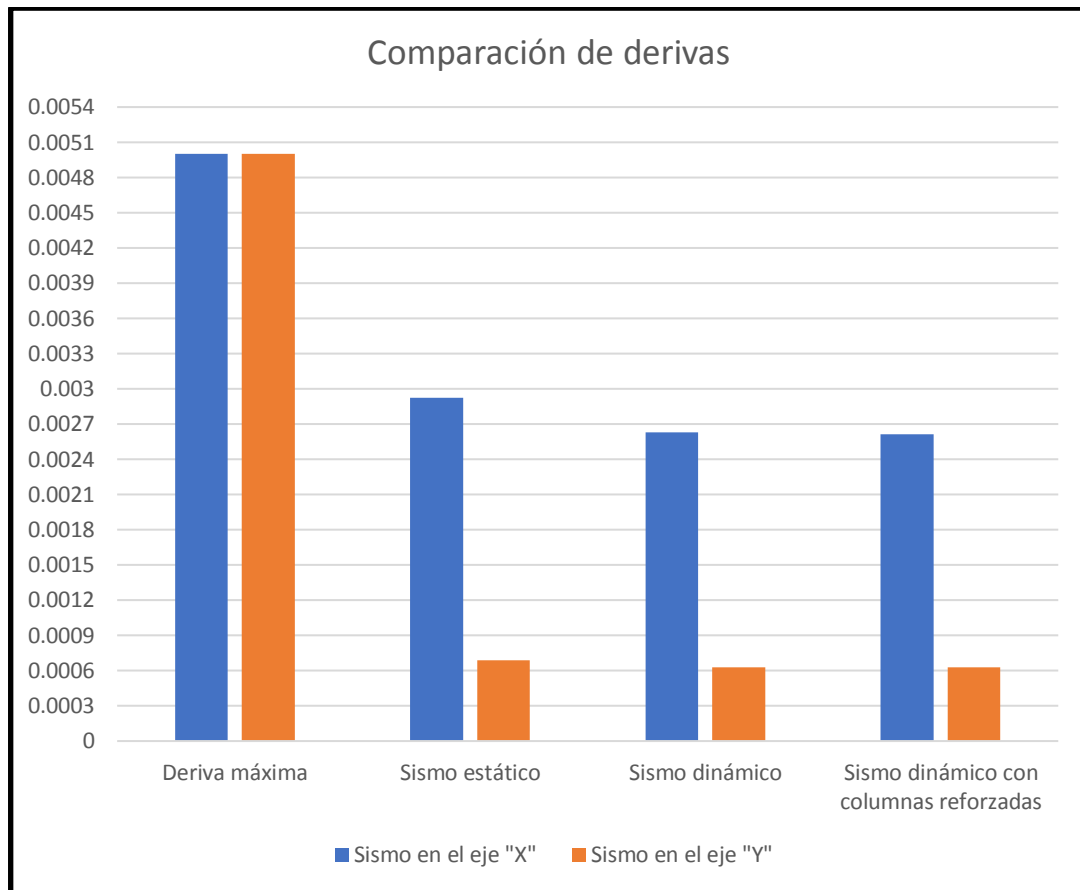


Figura 79. Comparación de derivas

Con el grafico se demuestra que el reforzamiento de las columnas no produce mayores variaciones en la configuración global de la estructura.

Realizado la comprobación de la efectividad del reforzamiento de la columna, se procedió a realizar el detallado del reforzamiento, tal que el ensanche tenga una buena adherencia con la columna existente para que funcione como una sola columna monolítica. A continuación, se muestra el detalle del ensanchamiento:

## Ensanchamiento de columna "C6"

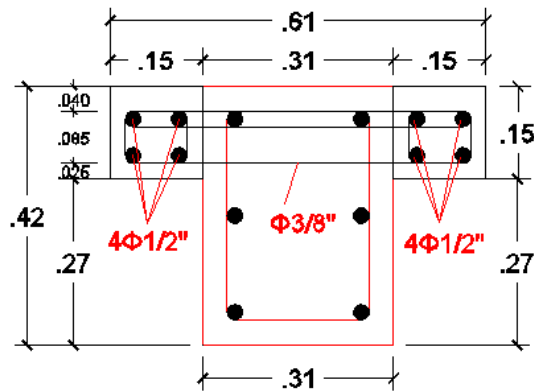


Figura 80. Detalle de ensanchamiento de la columna "C6"

## Ensanchamiento de columna "C12"

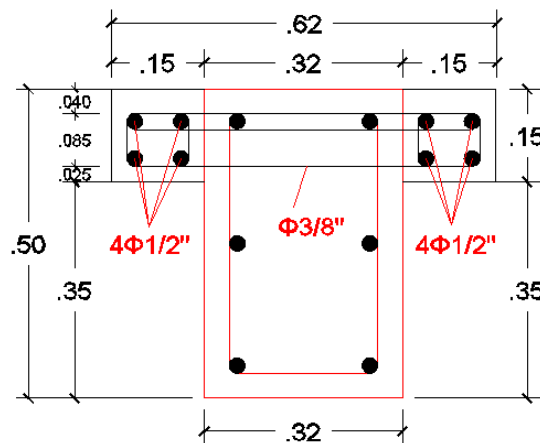


Figura 81. Detalle de ensanchamiento de la columna "C12"

## Proceso constructivo del reforzamiento de la columna

1. El alfeizar existente se reducirá en 15cm, esta reducción se hará con el fin de colocar una viga de altura de 15cm, la cual servirá como apoyo para los ensanches de concreto armado de sección 15cmx15cm.

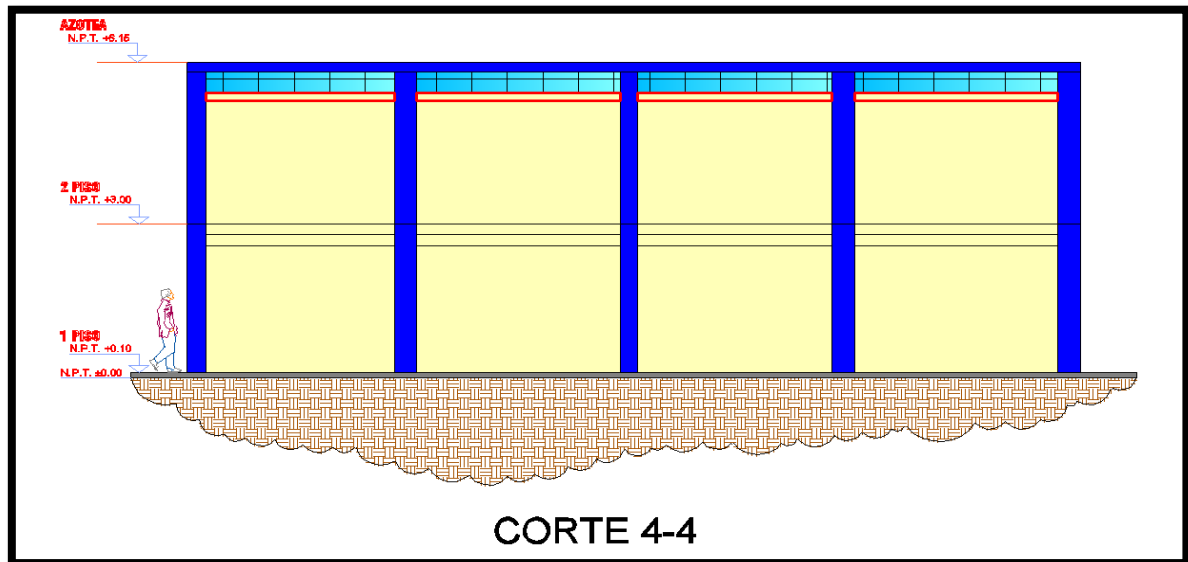


Figura 82. Área de colocación de la viga - vista en elevación

2. Antes del reforzamiento de la columna se deberá realizar un apuntalamiento adecuado; debido a que la columna perderá sección y la estructura perderá resistencia, por ello deberá ser compensada con el apuntalamiento.



Figura 83. Apuntalamiento de una edificación

3. Con la ayuda de un taladro se procederá a quitar el recubrimiento de la columna (área libre), para así poder realizar el amarre con el acero del área del ensanchamiento con el acero de la viga. El área donde se realizará el trabajo debe estar limpia.



Figura 84. Descubrimiento del elemento estructural



Figura 85. Descubrimiento total del elemento estructural



4. La superficie de concreto deberá limpiarse cuidadosamente hasta llegar al área del acero de la columna, el acero deberá estar sin óxido, pintura, entre otros; en caso de que el acero este corroído se deberá aplicar un aditivo como sika desoxidante, ya que este remueve el óxido. Este aditivo se diluye con agua y se aplica con una brocha en la parte afectada del acero.



Figura 86. Limpiado del acero corroído



Figura 87. Limpiado del acero con desoxidante

5. Para la colocación de viga, se deberá realizar 4 perforaciones en las columnas C4, C6, C10, C12, 16, para ello se usará un taladro. Los agujeros serán realizados con la finalidad de adherir los aceros.



Figura 88. Realización de agujeros para la colocación de los aceros longitudinales de la viga

6. Luego de haber realizado los agujeros en donde irán los aceros se deberá limpiar la zona desde el fondo, para la aplicación del adhesivo, luego de ello se inyectará el adhesivo epóxico en la perforación, desde el fondo de la perforación hasta llenarla.



Figura 89. Aplicación del adhesivo fijador

7. Una vez aplicado el adhesivo epóxico, se procederá a realizar el anclaje del acero longitudinal de la viga, esto mediante giros, ya que los giros permiten impregnar de manera correcta el anclaje de la resina. Una vez al adhesivo haya endurecido se deberá realizar la colocación de los estribos.

**Acero a en la viga:**

- Diámetro de Acero: 1/2"
- Acero del estribo: 1/4"

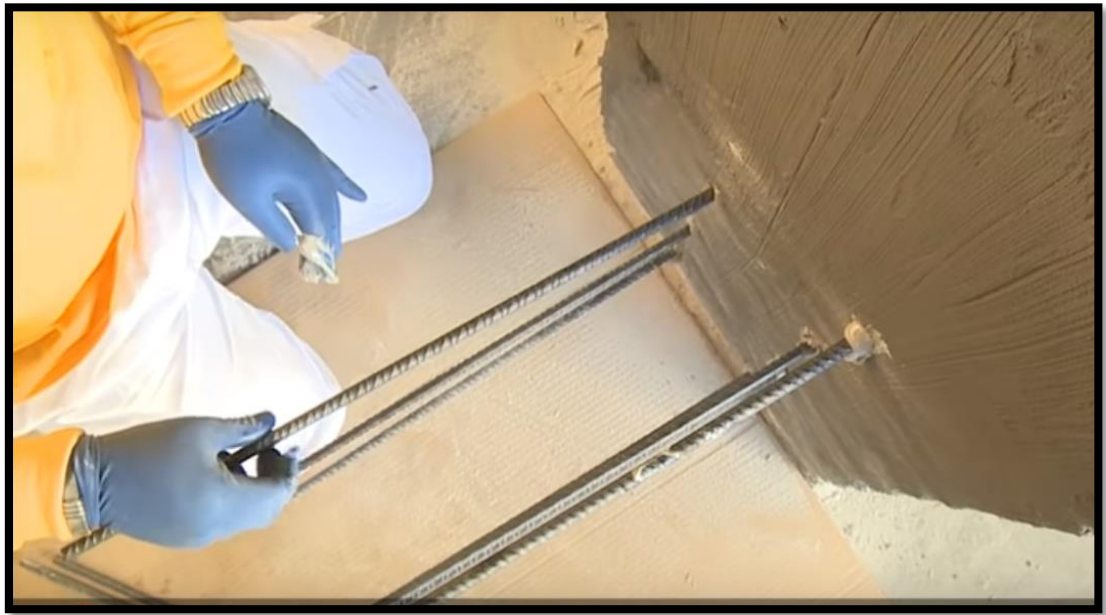


Figura 90. Aplicación del adhesivo fijador

8. Luego de ello se realizará la armadura de reforzamiento, esto con el fin de no realizar doble trabajo; ya que se tendrá toda el área de trabajo libre.

**Acero a en el Ensanchamiento:**

- Diámetro de Acero: 1/2"
- Acero del estribo: 3/8"

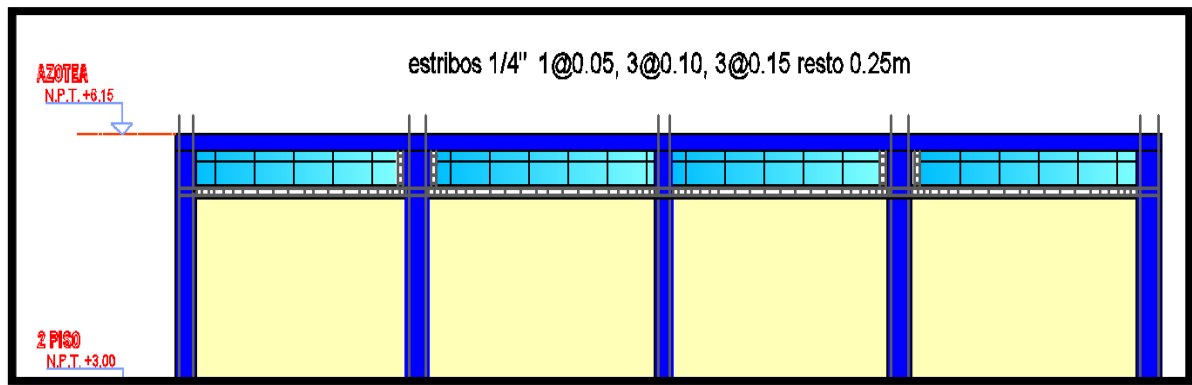


Figura 91. Armadura de la viga

9. Se colocará 4 aceros verticales de 1/2" y estribos de 3/8" 1@0.05 y el resto a 0.10m, estos irán amarrados a la columna existente y a la viga que se colocara encima del muro, se considerara un recubrimiento de 0.25cm, estribos 1/4" 1@0.05, 3@0.10, 3@0.15 resto 0.25m.

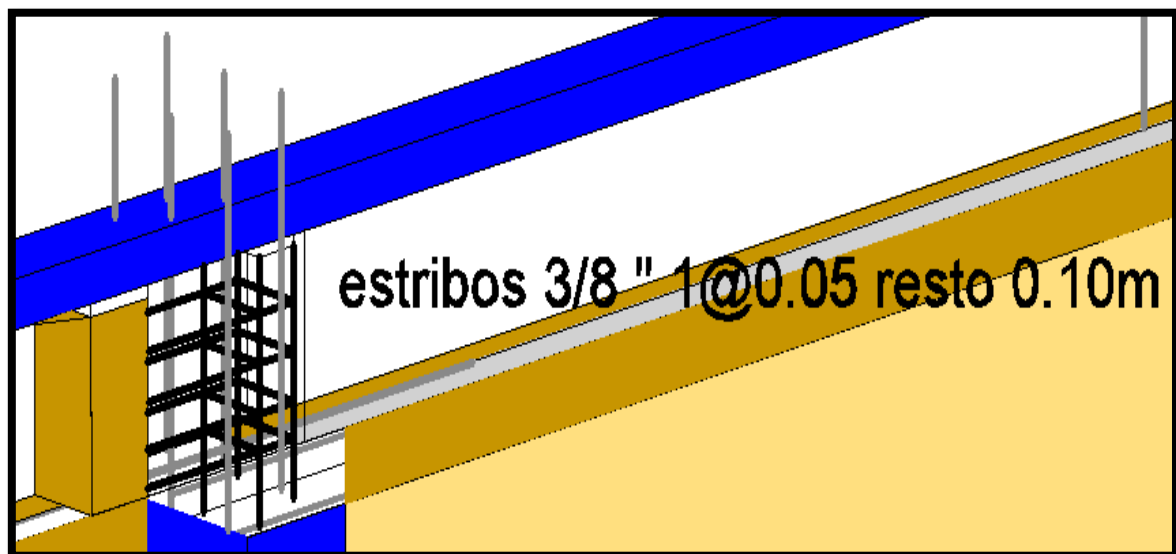


Figura 92. Distribución de los aceros en el ensanchamiento de la columna

10. Luego de ello se colocará una junta de poliestireno, esto para evitar la transmisión de cargas de losa hacia el muro de tabiquería.

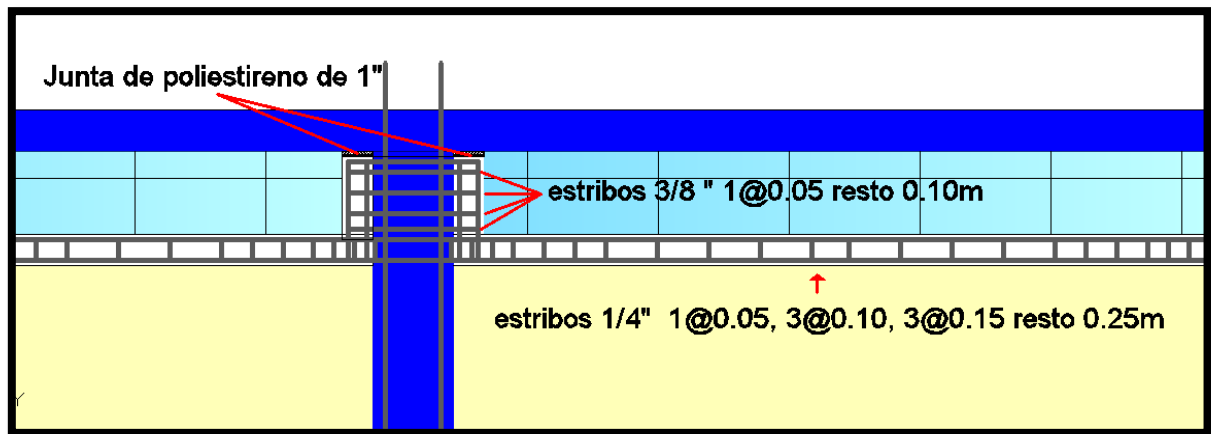


Figura 93. Detalle de ensanche de columna

11. Una vez realizado el armado de la estructura se procederá a realizar el encofrado de la viga y el área de las columnas ensanchadas.

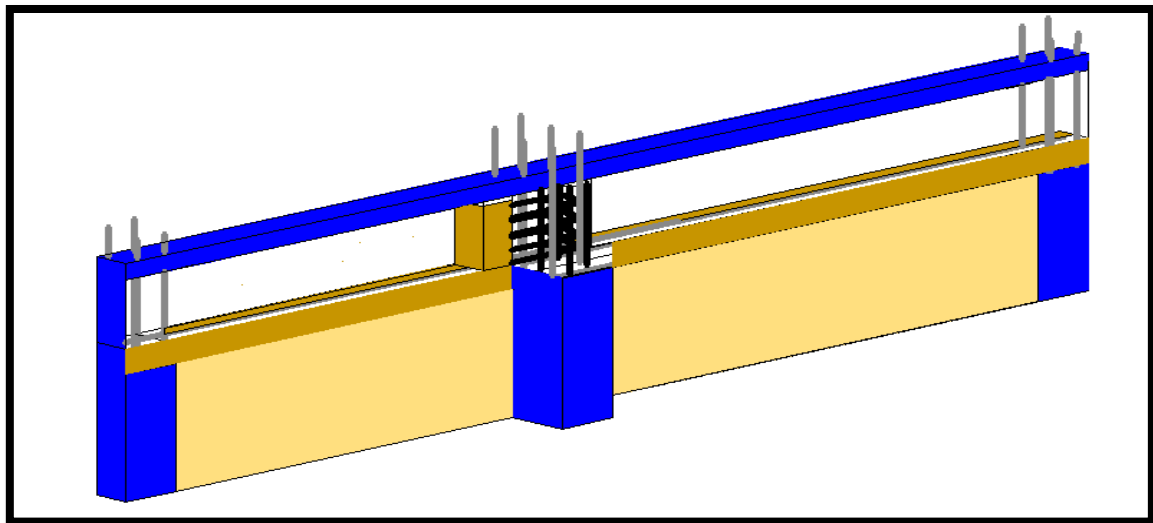


Figura 94. Encofrado de la viga y de la columna ensanchada

12. El área del muro deberá ser limpiado y para una mayor adherencia se usará un epóxico como el sikadur 32, que es un adhesivo de dos componentes, el cual tiene la función de adherir el concreto nuevo con el viejo, además de ello es fácil de aplicar y tiene una alta resistencia a la tracción.



Se realizará la preparación de la mezcla del epóxico, el cual tiene dos componentes; se deberá mezclar en un recipiente seco y limpio, luego se revolverá con un taladro o manualmente hasta obtener un color y una mezcla homogénea (3 a 5min), se deberá evitar el aire atrapado. La aplicación del epóxico deberá colocarse con una pincel o espátula flexible cubrir la superficie donde se adherirá la nueva mezcla, para una mayor adherencia no se deberá esperar mucho tiempo para el vaciado.



Figura 95. Mezcla del epóxico

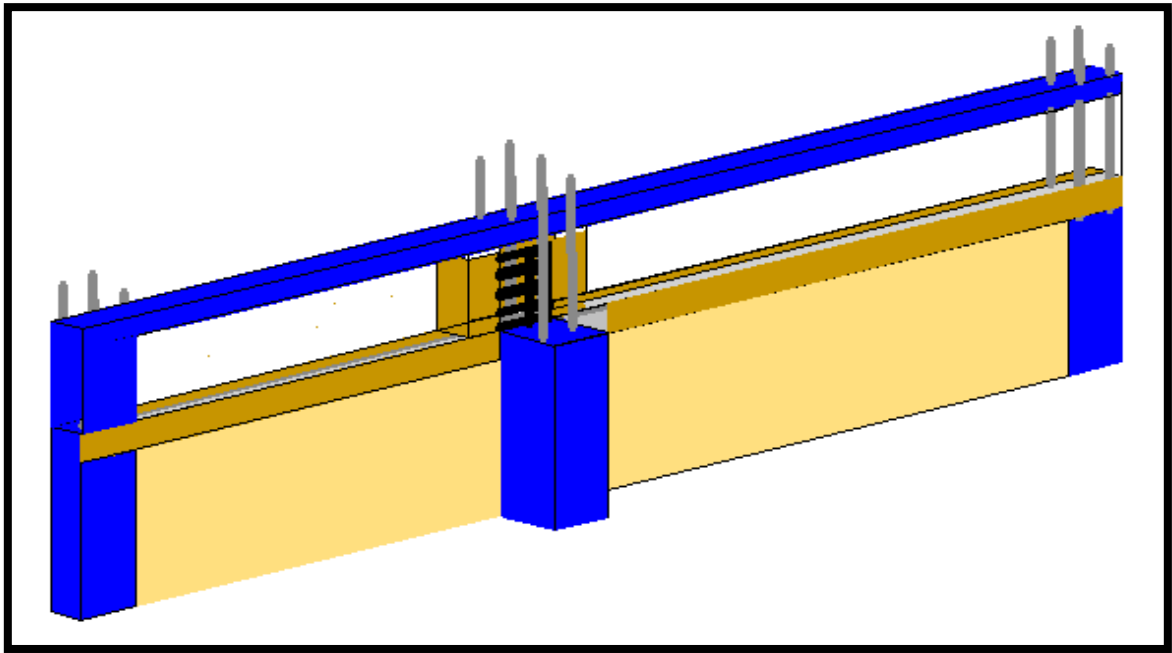


Figura 96. Vaciado del concreto – vista dentro del aula

13. Para la preparación de la mezcla del concreto se usará un cemento tipo I portland con resistencia  $210\text{Kg/cm}^2$ , agua, arena y piedra. La superficie donde se aplicará esta mezcla tiene que ser previamente hidratada y encofrada.



Figura 97. Reforzamiento de columna culminado

## **IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**



- Costa, realizó visitas al terreno y obtuvo los planos para luego modelar la estructura con el programa ETABS para así predecir el comportamiento que había sufrido su edificio de estudio, tal como se hizo en la presente tesis se hizo un estudio en campo y recolección de datos para realizar el levantamiento arquitectónico, con esos datos se pudo modelar la estructura. El proyecto de Costa consistió en recuperar la estructura del edificio y que cumpliera la norma vigente, luego sometió la estructura a un análisis estático no lineal. La presente tesis tuvo como objetivo reforzar la estructura para que soporte eventos sísmicos y mayores cargas según las normas vigentes por medio de análisis estructural, y análisis sísmico dinámico modal espectral. Los resultados de Costa mostraron que cuando los elementos estructurales tenían fallas, los desplazamientos variaban, así como la cortante basal, hasta llegar a colapsar la estructura en ambas direcciones “X” e “Y”, por lo que determinó que los daños ante un evento sísmico eran los esperados según la norma sísmica. Aunque en esta investigación no se usó el método elástico no lineal, si se diseñaron los reforzamientos y se analizó la estructura para que actuara ante un sismo según lo indicado en las normas “E.030” y “E.070”.
  
- Mercado y Sabogal determinaron el grado de vulnerabilidad de dos edificios ante eventos sísmicos mediante análisis estático no lineal con el programa ETABS, después de la recopilación de datos de la estructura construyeron un modelo matemático, tuvieron como resultados el comportamiento y la respuesta de los edificios ante los eventos sísmicos. En esta investigación, aunque no se usó el análisis estático lineal, igualmente se pudo conocer el comportamiento de la estructura, se obtuvo datos de los desplazamientos, derivas, etc; además, se obtuvo la respuesta de la estructura ante la combinación de cargas dispuestas en la RNE, lo que dio como resultados los esfuerzos axiales, de momento flector, de cortante y de torsión.
  
- Borja y Torres tuvieron como objetivos reducir la vulnerabilidad sísmica de la estructura por medio del reforzamiento estructural, los autores modelaron los diferentes reforzamientos, obtuvieron la verificación a flexocompresión de la

mampostería, en la cual la mampostería era capaz de resistir las solicitaciones de esfuerzos presentes, obtuvo los modos de vibración de la estructura y las derivas en la cual sus derivas eran menores a las máximas permitidas. En esta investigación se verificó la capacidad de todos los muros de albañilería según la norma “E.070”, dando como resultados que los muros de albañilería eran capaces de resistir todas las solicitaciones de carga, tanto por cargas axiales, cortantes, momentos, entre otros; también se obtuvieron los modos de vibración de la estructura entre otros datos referentes al análisis sísmico dinámico que ayudaron a verificar la resistencia de los elementos estructurales.

- Fajardo tuvo como objetivos realizar la evaluación estructural de un hospital, para ello uso el método de espectro de capacidad, determino como se desempeñaba la estructura, para luego reforzar la estructura para que resista las exigencias sísmicas, el autor tuvo como resultados el comportamiento de la estructura y las fuerzas que actuaban en ella. En esta investigación se realizó el análisis de una institución educativa el cual es de la misma categoría “A” que la del autor, en esta investigación se obtuvieron todos los esfuerzos actuantes en la estructura y se diseñó el reforzamiento teniendo en cuenta todas las solicitaciones de carga, tanto por gravedad como por sismo y sus combinaciones.
- Cornejo realizo el análisis estructural para corroborar el estado en que se encontraba la estructura de estudio el cual era un hotel, tenía como objetivo que el edificio tenga una combinación adecuada de ductilidad, resistencia y rigidez, esto con la finalidad que pueda resistir las cargas de gravedad y las cargas por sismo, evaluó también los daños que padecía la estructura, determino el estado de la estructura y dio propuestas de reforzamiento. El autor obtuvo los periodos fundamentales de la estructura, en el eje “X” obtuvo un valor de 1.049s con un porcentaje de participación de masas del 49.1%, en el eje “Y” obtuvo un periodo de 0.929s con un porcentaje de participación de masas de 51.3%, además obtuvo los valores de las derivas, excediendo la deriva permitida de 7‰ en el eje “Y”, mientras que en el eje “X”, si estaba dentro del máximo permitido. El autor tuvo objetivos similares a los de esta investigación los

cuales eran realizar el levantamiento arquitectónico, evaluar el estado de la estructura y diseñar el reforzamiento. La estructura de estudio tuvo en el eje “X” un periodo fundamental de 0.175s con 77.71% de porcentaje de masa participativa, en el eje “Y” se obtuvo un periodo fundamental de 0.093s con un porcentaje de masa participativa de 68.18%, deriva máxima en “X” fue de 0.0026 y en el eje “Y” de 0.00063. Tanto en la estructura del autor como en la de esta investigación se obtuvieron valores mayores de periodo, masa participativa y derivas en el eje “X”, esto se debe a que la estructura tiene menos rigidez en ese eje.

- Gameros tuvo como objetivo realizar una comparación entre las diferentes soluciones de reforzamiento estructural en colegios con pabellones de aulas de dos pisos y tres aulas por piso teniendo en cuenta el costo y el desempeño de la estructura. Al realizar el modelo el autor tuvo como resultados grandes desplazamientos en el eje longitudinal de la estructura, el autor modelo la estructura con los diferentes tipos de reforzamiento, siendo el modelo de cierre de paños el más económico, y que cumplía con los desplazamientos y derivas según las normas establecidas. El autor modelo la estructura sin considerar el aporte de rigidez de la tabiquería en la estructura, por esta razón su primer modelo matemático tuvo grandes desplazamientos, la norma “E.030” menciona que los elementos de tabiquería que no estén aislados deberán ser modelados, en la presente investigación se modelaron las taquerías lo cual aportaba la rigidez suficiente para que las derivas sean menores a las máximas permitidas, el problema en no aislar la tabiquería es el efecto de la columna corta, pero para el diseño del reforzamiento se prefirió que las tabiquerías no se aislen y aporten rigidez, y que el reforzamiento se realizaría en las longitudes libres de la columna, realizando un ensanche de sección en esa zona.
- Loa tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico de instituciones educativas creadas antes de 1997 en Perú, para tres opciones de reforzamiento incremental, el autor tuvo como resultados las propiedades mecánicas del concreto, acero y unidades de albañilería, en el cual obtuvo resultados de  $f'_c$  igual a 175 kg/cm<sup>2</sup>, el acero de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, en las unidades de albañilería un  $f'_m$  de 40 kg/cm<sup>2</sup>, realizo el análisis

sísmico estático y dinámico. El autor tuvo como resultado que las estructuras sin juntas tenían un mejor desempeño sísmico, lo que significaba que la tabiquería aportaba rigidez y resistencia al corte; para los sismos moderados la estructura tenía un buen desempeño sísmico, mientras que en caso de un sismo severo la estructura la cimentación podría fallar. En la presente investigación se obtuvieron resultados parecidos al autor respecto a que la tabiquería aportaba rigidez a la estructura lo cual significaba un mejor desempeño sísmico de la estructura, se realizó el análisis sísmico estático y dinámico, la cimentación no se pudo analizar por los límites de esta investigación, los valores de resistencia a la compresión del concreto en la estructura estudiada no superaban el  $f'_c$  de 175 kg/cm<sup>2</sup>, rondando desde valores muy bajos como 56 kg/cm<sup>2</sup> hasta un máximo de 167 kg/cm<sup>2</sup>.

## **V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El objetivo principal que se estableció en esta investigación fue obtener el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, para poder lograr este objetivo fueron necesarios realizar objetivos secundarios tales como el levantamiento estructural, modelar la estructura, realizar el análisis estructural, teniendo en cuenta el diseño sísmico, analizar la resistencia de los elementos estructurales y diseñar el reforzamiento estructural en los elementos estructurales que lo requerían.

El levantamiento arquitectónico comprendió en realizar visitas a la institución educativa N°629-6034 Carbonell, ubicada en el distrito de San Juan de Miraflores, Lima, se realizaron las medidas con los instrumentos de medición tales como la wincha y el medidor laser con ello se creó el plano de arquitectura, planta y elevaciones, además se identificaron los diferentes elementos estructurales tales como los muros de albañilería, los elementos de confinamiento y los elementos de concreto armado. Desde la azotea se identificaron la cantidad y diámetros de acero que tenían cada columna; no se pudieron obtener la cantidad y áreas de acero de las vigas, losas y estribos puesto que no se podía afectar demasiado la estructura, por ello se supusieron aceros mínimos para aumentar así la seguridad estructural. Se pudo observar que la cimentación en una columna perimetral era de concreto ciclópeo por este motivo se consideró que la edificación no contaba con zapatas, esto se pudo deber a que la estructura fue construida por los padres de familia antes de 1997, por lo que la estructura presentaba patologías estructurales como cangrejas las cuales debilitaron la resistencia a la compresión del concreto.

Con los resultados obtenidos en el levantamiento arquitectónico se procedió a modelar la estructura en el programa ETABS, en el cual se definieron los materiales y sus propiedades mecánicas, las secciones de los elementos estructurales, se dibujó la estructura, se definieron los apoyos, se definieron las cargas según la norma “E.020”, se definieron los diafragmas rígidos en el primer y segundo piso.

Una vez modelada la estructura en ETABS, se obtuvieron los parámetros sísmicos según la norma “E.030” para el diseño sismorresistente, donde zona “ $Z=0.45$ ”, uso “ $U=1.50$ ”, coeficiente de amplificación sísmica “ $C=2.50$ ”, perfil de suelo “ $S=1.05$ ” y factor de reducción “ $R=6$ ”, con estos parámetros primero se realizó el análisis sísmico estático, en el cual se definió el periodo de la estructura como “ $T=0.11$ ”, el análisis sísmico estático dio como resultados la cortante basal igual a 70197.05 kg, donde la fuerza cortante del primer piso era igual a 35389.95 kg, y la fuerza cortante del segundo piso era igual a 34807.10 kg,

se verifico las derivas dando como resultados que si cumplían la deriva máxima permitida de 5‰, las deriva máxima en el eje “X” fue igual a 0.0026 y la deriva máxima en el eje “Y” fue igual a 0.00069, estos datos indican que la rigidez en el eje “Y” era mayor a la rigidez en el eje “X”, lo cual concuerda con la realidad.

Realizado el análisis sísmico estático se comprobó las irregularidades estructurales en altura y en planta, tal como indica la norma “E.030” .Por la categoría de la estructura la cual era “A2” la norma indicaba que no debía presentar ninguna irregularidad, realizadas todas las verificaciones de las irregularidades, estas dieron como resultados que la estructura no tenía ninguna irregularidad por lo que cumplía lo indicado en la norma y el factor de reducción “R” se mantenía como 6 para el diseño sísmico dinámico.

Verificadas las irregularidades y obtenidos los parámetros de diseño sísmico, se procedió a realizar el análisis sísmico dinámico, para lo cual se definió el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, y se definieron los casos de carga para el sismo dinámico en “X” y en “Y”. Se comprobaron que las derivas producidas por el sismo dinámico no excedían el 5‰, dando una deriva máxima en “X=0.0026” y en “Y=0.00063”, también se obtuvo el periodo fundamental en el eje “X” igual a “T=0.175s” con un porcentaje de masa participativa de 77.71%, el periodo fundamental en el eje “Y” fue igual a “T=0.093” con un porcentaje de masa participativa de 68.18%. Se escaló el sismo dinámico en “X” con un factor de 1.000307.

Realizado el análisis sísmico dinámico se procedió a verificar si las resistencias de los elementos estructurales soportaban los esfuerzos actuantes, para ello se definieron las combinaciones de carga tanto para albañilería como para concreto armado. Primero se verifico la resistencia de los elementos estructurales de albañilería, se verifico que los muros de albañilería soportaban la fuerza axial actuante, se verifico que los muros evitaban la fisuración producido para las fuerzas cortantes del sismo moderado, se verifico que los muros no necesitaban refuerzo horizontal, pero aun así tenían elementos de confinamiento lo que daba mayor seguridad, se verifico que el área de acero existente de los elementos de confinamiento eran mayores al área de acero requerido, por último se verifico que las dimensiones de los elementos de confinamiento eran los adecuados. En síntesis, se llegó a la conclusión que tanto los muros de albañilería como sus elementos de confinamiento estaban correctamente diseñados y que cumplían con todas las indicaciones de la norma “E.070”.

Se verifico la resistencia de los elementos estructurales de concreto armado, según la norma “E.060”. Se verifico la resistencia a la flexión de las vigas, de las cuales todas cumplían con el acero requerido excepto por las dos vigas principales del primer piso, las vigas “V6” y “V7”, por lo que necesitaban ser reforzadas; se verifico la resistencia al corte de las vigas, las cuales cumplían con el espaciamiento requerido de los estribos, por lo que todas las vigas resistían los esfuerzos cortante; se verifico la resistencia de la losa aligerada considerando la losa del primer piso la cual soportaba más cargas, se comprobó que resistía totalmente los momentos flectores y las fuerzas cortantes; se verifico la resistencia a la compresión de las columnas, de las cuales todas las columnas tenían un área de acero existente mayor al área de acero requerido, lo que significaba que todas las columnas resistían adecuadamente los esfuerzos de compresión y momentos biaxiales; se verifico la resistencia al corte de las columnas, de las cuales todas las columnas excepto dos columnas del segundo piso eran capaces de resistir las fuerzas cortantes, el hecho de que las otras columnas si fuesen capaces de resistir las fuerzas cortantes pero las del segundo piso no, se debió a que la columna del segundo piso tenía tan solo una altura de 40 cm en comparación con las otras las cuales eran mayores 1 m, lo que producía mayores fuerzas actuantes; estas columnas que su sección no resistía el esfuerzo cortante debían ser reforzadas.

Una vez verificada la resistencia de todos los elementos estructurales se concluyó que dos vigas del primer piso debían ser reforzadas para aumentar su resistencia a la flexión y dos columnas del segundo piso debían ser reforzadas para aumentar su resistencia a las fuerzas cortantes, estas columnas tenían patología de columnas corta.

Identificados los elementos que necesitaban ser reforzados se procedió a diseñar el reforzamiento que requerían los elementos estructurales, para las vigas se optó en aumentar su resistencia a la flexión con la adición de CFRP, se calculó el CFRP necesario para soportar los momentos actuantes que no eran resistidos por las vigas de concreto armado, dando como resultados el usar CFRP Sika Carbodur S512 con sección de ancho de 5 cm y espesor de 1.2 mm, con una longitud de 5.17 m para la viga “V6” y una longitud de 5.10 m para la viga “V7”, una vez diseñados los CFRP necesarios para las vigas se procedió a detallar la aplicación del CFRP en las vigas. Para las columnas que tenían efectos de columna corta el diseño del reforzamiento consistió en una sección de ensanche que fuera capaz de resistir las fuerzas cortantes que no resistía el concreto, para este cálculo por seguridad y desconocimiento de la distribución de los estribos se despreció el aporte a la resistencia al



corte del acero, se optó por ensanchar a los dos lados de las columnas un área de ensanche de 15 cm x 15 cm, quedando como una columna de sección “T”, el reforzamiento se procedió a modelar en ETABS para conocer las variaciones en las fuerzas cortantes en las columnas y la variación de las derivas, las cuales se compararon con las derivas por sismo estático y dinámico, luego se procedió a detallar el proceso constructivo para el ensanche de las columnas.

En síntesis, en la presente investigación se logró cumplir con todos los objetivos propuestos en un inicio, se realizó el levantamiento arquitectónico con el cual se obtuvieron los planos tanto arquitectónico como estructural para el reforzamiento estructural, se realizó el análisis estructural con el cual se obtuvieron todos los esfuerzos y se verificaron los elementos que no tenían una resistencia adecuada para los cuales se diseñó el reforzamiento estructural. Aunque la estructura a primera instancia parecía que iba a tener más fallas por la baja resistencia a la compresión del concreto, el cálculo reveló que no era así, esto se debe a que la mayoría de la fuerza de la estructura tanto por gravedad como por eventos sísmicos eran absorbidos por los muros de albañilería, los cuales eran capaces de resistir todos los esfuerzos según las normas vigentes, por lo que los elementos de concreto armado aunque tenían baja resistencia a la compresión, la mayoría eran capaces de resistir todos los esfuerzos actuantes.

Como aportes a la ingeniería civil se analizó la estructura de acuerdo a la norma actual de diseño sismoresistente E.030 del 2018, se analizó la estructura teniendo en cuenta el aporte de rigidez de la tabiquería, se comprobaron todas las irregularidades de la estructura, se verificó la resistencia de los elementos estructurales por sismo moderado de acuerdo a la norma E.070 de albañilería, se detalló paso a paso el procedimiento requerido para analizar la institución educativa de estudio.

Se recomienda el realizar un levantamiento arquitectónico fiel y bien documentado según a la realidad esto se recomienda debido que según los resultados obtenidos del levantamiento arquitectónico es donde empieza todo el proceso de estudio de la estructura; con la documentación de planos, detalles constructivos, estructuración, los materiales de la estructura, el estado de la estructura, el sistema estructural, entre otros se realizará el modelo matemático de la estructura el cual deberá ser lo más cercano a la realidad.

Se recomienda que al construir una nueva edificación se realicen todos los estudios previos y la realización de los planos completos tales como el plano de estructura, arquitectura, instalaciones sanitarias e instalaciones eléctricas, esto servirá para que, en el futuro al querer hacer una modificación a la estructura como podría ser aumentar un nivel, las solicitaciones de carga o tal vez la categoría por la que fue diseñada en un principio, se tenga una documentación detallada y se pueda analizar la estructura; sobretodo el tener planos de los elementos estructurales que son los más complicados de obtener en un levantamiento arquitectónico, es muy problemático el obtener detalles tales como la cimentación, el área de acero, o la distribución de estribos.

Se recomienda que antes de realizar el reforzamiento estructural de una edificación, se verifique la capacidad resistente de sus elementos, así como también se haga un estudio del estado en que se encuentran los materiales usados y si estos desde un principio tuvieron alguna patología constructiva, la verificación de los elementos estructurales se puede realizar según lo establecido en las normas vigentes, y según esa verificación se obtenga que elementos necesitan ser reforzados.

Se recomienda el uso de los pasos y la metodología seguidos en esta tesis para tener una referencia al momento de verificar si la estructura de estudio necesita ser reforzada, uno de los aportes que se ha intentado llevar a cabo es que esta tesis sirva como guía para futuras investigaciones similares o como guía para analizar y reforzar una estructura en casos reales.

Se recomienda el seguir adecuados procesos constructivos para así evitar patologías como cangrejeras entre otras patologías que debilitan la resistencia del concreto.

Se recomienda en caso de que la estructura que se estudie tenga baja resistencia a la flexión se considere usar los sistemas CFRP, puesto que tienen diversas ventajas como la fácil instalación, su eficacia, un costo reducido y que no cambia las dimensiones de la estructura.

Se recomienda en caso de que la estructura que se estudie tenga problemas de columna corta, en vez de aislar la tabiquería se considere reforzar la longitud libre de la columna que es la que sufre mayores fuerzas cortantes, se recomienda esto porque la tabiquería aporta rigidez, lo cual evita mayores desplazamientos de la estructura y que la estructura pueda cumplir con las derivas máximas permitidas.

Se recomienda que, al tener un cambio de uso, un aumento de las solicitaciones de carga o fallas en la estructura, se realice un análisis de la estructura y se planteen alternativas para el reforzamiento estructural en caso sea requerido, esto con la finalidad de tener una edificación segura, puesto que en la ocurrencia de un evento sísmico la estructura podría fallar.

## **VI. REFERENCIAS**

- Almagro, A. (2004). Levantamiento Arquitectónico. Recuperado de: <http://digital.csic.es/bitstream/10261/19802/1/Levantamiento.pdf>.
- Almagro, D. (2016). Análisis de métodos para el levantamiento arquitectónico (Tesis de maestría). Recuperada de [http://dehesa.unex.es/bitstream/handle/10662/6568/TFMUEX\\_2017\\_Almagro\\_Caballero%20de%20Leon.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://dehesa.unex.es/bitstream/handle/10662/6568/TFMUEX_2017_Almagro_Caballero%20de%20Leon.pdf?sequence=1&isAllowed=y).
- Armendariz, M. (2015). Evaluaciones estructurales y reparación de superestructuras (Tesis de pregrado). Recuperado de: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/10475/1/EVALUACIONES%20ESTRUCTURALES%20Y%20REPARACION%20DE%20SUPERESTRUCTURAS.pdf>.
- Arias, F. (2012). El proyecto de investigación introducción a la metodología científica. (6a. ed.). Venezuela: Episteme.
- Astorga, A. y Rivero, P. (2009). Patologías en las edificaciones. Recuperado de [http://cacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad\\_archivos/04\\_patologias\\_en\\_las\\_edificaciones.pdf](http://cacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad_archivos/04_patologias_en_las_edificaciones.pdf).
- Baca, W (2008). Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibra de carbono (Artículo científico). Recuperado de [http://www.topconsult.com.pe/articulos/Fibra\\_carbono\\_Peru\\_-\\_Diseno\\_estructuras\\_concreto\\_reforzadas\\_fibra\\_carbono.pdf](http://www.topconsult.com.pe/articulos/Fibra_carbono_Peru_-_Diseno_estructuras_concreto_reforzadas_fibra_carbono.pdf).
- Bozzo, L. y Barbat, A. (2004). Diseños sismorresistentes de edificios técnicas convencionales y avanzadas. España: Reverté.
- Borja L. y Torres M. (2015). Diseño del reforzamiento de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbre, ciudad de Quito, provincia de Pichincha (Tesis de pregrado) Recuperada de <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/11859/1/CD-6566.pdf>.
- Chang, D. (2015). Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de San Miguel (Tesis de pregrado). Recuperada de [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/6244/CHANG\\_DANIEL\\_DISEÑO\\_CONCRETO\\_ARMADO.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/6244/CHANG_DANIEL_DISEÑO_CONCRETO_ARMADO.pdf?sequence=1&isAllowed=y).
- Cornejo, L. (2013). Evaluación y reforzamiento estructural del edificio ex hotel presidente (Tesis de pregrado). Recuperada de <https://core.ac.uk/download/pdf/54221344.pdf>.

- Costa, P. (2012). Análisis, Diseño y proyecto de recuperación estructural Edificio Ferso (Tesis de pregrado). Recuperada de [https://www.google.com.pe/search?rlz=1C1SAVO\\_enPE656PE656&q=An%C3%A1lisis,+Dise%C3%Bl+o+y+proyecto+de+recuperaci%C3%B3n+estructural+Edificio+Fers&sa=X&ved=0ahUKEwi9geTInInbAhUSj1kKHQbSCNYQgwMIJQ](https://www.google.com.pe/search?rlz=1C1SAVO_enPE656PE656&q=An%C3%A1lisis,+Dise%C3%Bl+o+y+proyecto+de+recuperaci%C3%B3n+estructural+Edificio+Fers&sa=X&ved=0ahUKEwi9geTInInbAhUSj1kKHQbSCNYQgwMIJQ).
- Espinoza, E., Terán, A., Zúñiga, O. y Perilliat, R. Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas.
- ETABS (2016). CSI Analysis Reference Manual. Estados Unidos: Computers & Structures, Inc.
- Fajardo, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad (Tesis de pregrado). Recuperada de [http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/460/1/fajardo\\_gc.pdf](http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/460/1/fajardo_gc.pdf).
- Gameros, S. (2015). Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso (Tesis de pregrado). Recuperada de [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/6448/GAMEROS\\_SANTIAGO\\_AN%c3%81LISIS\\_REFUERZO\\_ESTRUCTURAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/6448/GAMEROS_SANTIAGO_AN%c3%81LISIS_REFUERZO_ESTRUCTURAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y).
- García et al (2018). El terremoto 19s en Morelos: la experiencia operativa del INEEL en la evaluación del riesgo estructural (Artículo científico). Recuperado de <http://www.saludpublica.mx/index.php/spm/rt/prINTERfriendly/9408/11478>.
- Hernández R., Fernández C. y Baptista M. (2014). Metodología de la investigación. (6a. ed.). México: McGRAW-HILL / Interamericana editores, S.A. DE C.V.
- Hoja técnica Sika CarboDur.(Noviembre, 2014). Sika. Recuperado de <https://per.sika.com/dms/getdocument.get/7c254498-a63b-351b-8136-39b9d7e0a139/HT-SIKA%20CARBODUR.pdf>.
- IAEE (ed) (2004). Guidelines for earthquake resistant non-engineered construction. Recuperado de [http://www.traditional-is-modern.net/LIBRARY/GUIDELINES/1986IAEE-Non-EngBldgs/1986GuidelinesNon-Eng\(ALL\).pdf](http://www.traditional-is-modern.net/LIBRARY/GUIDELINES/1986IAEE-Non-EngBldgs/1986GuidelinesNon-Eng(ALL).pdf).
- Icochea, B. (1998). Reparación de edificios de albañilería. Perú: Impresión Offset Martegraf.

- Infraestructuras en colegios afecta a los escolares peruanos. (20 de marzo del 2017). El Comercio. Recuperado de <https://elcomercio.pe/economia/peru/infraestructura-colegios-afecta-escolares-peruanos-407162>.
- Jiménez Martín, A. y Pinto Puerto, F. (2003). Levantamiento y análisis de edificios. Tradición y futuro. Recuperado de [https://books.google.com.pe/books?id=VQyG1U1hG80C&printsec=frontcover&source=gbs\\_ge\\_summary\\_r&cad=0#v=onepage&q&f=false](https://books.google.com.pe/books?id=VQyG1U1hG80C&printsec=frontcover&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false).
- Kassimali, A. (2015). Análisis estructural. (5a. ed.). México: Cengage learning.
- Koepsell, D. y Ruiz, M. (2015). Ética de la Investigación, Integridad Científica. México: Editarte.
- Las estructuras de los centros educativos (colegios) del siglo xx en el Perú, diversos proyectos de reforzamiento y ejemplos de estructuración de edificaciones de la universidad Católica del Perú [Diapositivas]. (s.f.). Recuperado de <http://docplayer.es/28766484-Las-estructuras-de-los-centros-educativos-colegios-del-siglo-xxenelperu-diversos-proyectos-de-reforzamiento-y-ejemplos-de-estructu-acion-de.html>.
- Loa, G. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997 (Tesis de maestría). Recuperada de [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/8618/LOA\\_GUSTAVO\\_DESEMPE%C3%91O\\_SISMICO\\_REFORZAMIENTO\\_EDUCATIVAS.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/8618/LOA_GUSTAVO_DESEMPE%C3%91O_SISMICO_REFORZAMIENTO_EDUCATIVAS.pdf?sequence=1&isAllowed=y).
- Manual del maestro constructor: Cálculo de la cantidad de ladrillos para techo. Aceros Arequipa. Recuperado de [http://www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/PDF/manual\\_MAESTRO\\_OBRA.pdf](http://www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/PDF/manual_MAESTRO_OBRA.pdf).
- Mapa de suelos en los distritos de Lima. (Junio, 2012). Sistema Nacional de Informacion Ambiental. Recuperado de <http://sinia.minam.gob.pe/download/file/fid/38840>.
- Más de 27 mil colegios deben ser demolidos tras el fenómeno de El Niño costero. (28 de febrero del 2018). Perú21. Recuperado de <https://peru21.pe/peru/nino-costero-27-mil-colegios-deben-demolidos-fenomeno-397581>.
- Meli P., R. (2002). Diseño estructural. (2a. ed.). México: Limusa.

- Mendez A., C. (2011). Metodología: diseño y desarrollo de investigación con énfasis en ciencias empresariales. (4ª. ed.) México: Limusa.
- Mercado, L. y Sabogal, C. (2016). Análisis de vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de concreto reforzado en la ciudad de Cartagena (Tesis de pregrado). Recuperada de [http://190.242.62.234:8080/jspui/bitstream/11227/3490/1/TESIS22092016%20\(1\).pdf](http://190.242.62.234:8080/jspui/bitstream/11227/3490/1/TESIS22092016%20(1).pdf).
- Norma técnica E.020 Cargas. (Mayo, 2006). Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=171>.
- Norma técnica E.030 Diseño Sismoresistente. (Octubre, 2018). Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>.
- Norma técnica E.060 Concreto armado. (Julio, 2009). Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=190>.
- Norma técnica E.070 Albañilería. (Mayo, 2006). Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Recuperado <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=176>.
- Novely, B. (2015). Análisis matricial de estructuras por el método de la rigidez. Colombia.
- Ojeda, J., Quintero, J., y Machado, I. (2007). La ética en la investigación (Artículo científico). Recuperado de <http://www.redalyc.org/pdf/993/99318750010.pdf>.
- Oviedo, R. (2016). Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado. Perú: Oviedo Ingeniería EIRL.
- Quispe, M. (2016). Evaluación estructural de los CES estatales entre el tiempo de servicio versus el riesgo, de su infraestructura actual en la ciudad de Juliaca (Tesis de maestría). Recuperada de [http://repositorio.uancv.edu.pe/bitstream/handle/UANCV/651/TESIS%20T036\\_02424528\\_M.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.uancv.edu.pe/bitstream/handle/UANCV/651/TESIS%20T036_02424528_M.pdf?sequence=1&isAllowed=y).
- Quiun, D. (2005). Reforzamiento sísmico de la infraestructura educativa [Diapositivas]. Perú: Universidad Católica del Perú.



- Refuerzo de estructuras de concreto mediante FRP. (Octubre, 2016). Sika. Recuperado de [http://www.usmp.edu.pe/vision2018/pdf/materiales/Sist\\_Reforz\\_Sika\\_CarboDur\(2016\).pdf](http://www.usmp.edu.pe/vision2018/pdf/materiales/Sist_Reforz_Sika_CarboDur(2016).pdf).
- Reymundo, Richard (2017). Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación (Tesis de pregrado). Recuperada de <http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/4100/Belizario%20%20Pacompia.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- Rivera, C., Duran, M., Muñoz, A., y Quiun., D. (1999). Estudio de una técnica de reforzamiento para edificaciones existentes con problemas de columna corta proyecto SENCICO-PUCP (Artículo científico) recuperado de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2007/05/Columna-Corta.pdf>.
- RNE (2016). Reglamento nacional de edificaciones. (11a. ed.) Perú: Megabyte.
- Rosero, L. (2013). Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber Reinforced Polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio (Tesis de pregrado). Recuperada de <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/7258/1/T-ESPE-047335.pdf>.
- Salamanca, G. (2014). Sistemas de protección pasiva contra incendios [Diapositivas]. Colombia: Congreso AICE.
- San Bartolomé, A., Quiun, D. y Silva, W. (2011). Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería. Perú: PUCP.
- Salvador, J., Hernández, J. y De Querétaro, S. (2014). Ética de la investigación científica (Artículo científico). Recuperado de [http://www.inb.unam.mx/bioetica/lecturas/etica\\_investiga\\_uaq.pdf](http://www.inb.unam.mx/bioetica/lecturas/etica_investiga_uaq.pdf).

## **VII. ANEXOS**

Anexo 1: Matriz de consistencia

Tabla 43

Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	Definición Conceptual	Dimensión	Indicador
General	General	General	Reforzamiento estructural  El proceso de reforzamiento estructural comprende primero el investigar los planos existentes de la estructura, en su situación actual, para ser definida su calidad sismoresistente y así obtener sus características de configuración y poder definir loes elementos de refuerzo; segundo la propuesta de reforzamiento se debe acomodar a la remodelación para dar una buena configuración; tercero se debe analizar, afinar y diseñar la estructura modificada para la remodelación; cuarto se debe definir los detalles de conexión de la estructura antigua con la nueva y con los elementos el refuerzo (Icochea, 1998, p. 31).	Levantamiento arquitectónico	Longitud
¿Cuál será el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?	Obtener el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.	Se obtendrá el diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.		El levantamiento arquitectónico es la primera forma del saber, por ello, es la unión de medidas, análisis y operaciones que serán necesarios para la documentación y entendimiento de la configuración completa del bien arquitectónico, en sus propiedades métricas y dimensionales, en su importancia histórica, en sus propiedades constructivas y estructurales tanto en las funcionales como formales. En síntesis, se entiende que hacer un levantamiento arquitectónico ayuda en el chequeo del recorrido más importante del proceso constructivo y proyectual, para seguir con su desarrollo, como una manera de entender los motivos que llevaron a la toma de decisiones tanto como las decisiones que se tomaron, conseguidas y respectivamente documentadas en el edificio. Un levantamiento arquitectónico debe permitir el conocimiento preciso de la morfología y dimensiones del objeto de estudio; el conocer los datos técnico y materiales que ayuden a comprender las modalidades en la etapa constructiva y las condiciones en la actualidad tanto de degradación como la consecuente alteración; el llevar el objeto de estudio a un plano debido a la observación directa; y observaciones históricas debido a una aproximación preliminar (Almagro, 2016, p. 17).  El levantamiento arquitectónico se debe entender como la forma primaria del conocer y por ello la consolidación de procedimientos, las medidas y el análisis indispensable para poder comprender y a la vez documentar la configuración completa del bien arquitectónico (Jiménez y Pinto, 2003, p. 49).	
Específicos	Específicos	Específicos		Análisis estructural	Fuerzas cortantes
¿Cuáles serán los resultados del levantamiento arquitectónico del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?	Obtener los resultados del levantamiento arquitectónico del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.	Se obtendrán los resultados del levantamiento arquitectónico del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.		Con el análisis estructural se puede predecir el desempeño de una estructura frente a las cargas que se encuentran prescritas y/o efectos producidos externamente, tales como los cambios de temperatura y movimientos en los apoyos. Las características de interés en el desempeño del diseño de las estructuras son: primero, esfuerzos o resultados de esfuerzos, ya sea esfuerzos axiales, esfuerzos cortantes o momento de flexión; segundo, deflexiones; y tercero, reacciones en los apoyos. Entonces, el análisis de las estructuras por lo general conlleva la determinación de esas cantidades como consecuencia de una condición de carga (Kassimali, 2016, p. 3).	Momentos flectores
				Se define análisis estructural al cálculo de las deformaciones y fuerzas internas que desarrollan los distintos elementos de la estructura cuando están expuestas a la aplicación de cargas externas (Novely, 2015, p. 5).	Fuerzas axiales
					Momentos torsionantes
¿Qué resultados proporcionará el análisis estructural del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?	Obtener los resultados proporcionados por el análisis estructural del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.	Se obtendrán los resultados proporcionados por el análisis estructural del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.		Diseño sismorresistente	Sistemas estructurales
¿Qué resultados proporcionará el diseño sismorresistente del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018?	Obtener los resultados proporcionados por el diseño sismorresistente del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N° 629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.	Se obtendrán los resultados proporcionados por el diseño sismorresistente del pabellón C para el reforzamiento estructural en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018.		En la etapa del diseño sísmico, la acción ocasionada por el sismo depende de la zona, perfil de suelo de fundación, categoría que tiene la edificación, sistema constructivo y de las características dinámicas, el peso y las irregularidades de la estructura, con esos parámetros se realiza el análisis estructural en el cual se desarrolla el modelo matemático de la estructura y el análisis sísmico el cual puede ser estático o dinámico, de acuerdo a los resultados del análisis se determina si la estructura cumple los requisitos de regularidad y rigidez, se determinan los desplazamientos laterales, distorsión máxima de entrepiso y la separación del edificio (NTE E.030, 2018, p. 34).	Derivas
				Los criterios sismorresistentes requieren que la edificación resista un evento sísmico severo sin llegar a colapsar, aunque se pudieran producir daños importantes en la estructura. Por tal motivo se diseña la estructura dándole detalles los cuales no eviten deformaciones inelásticas dentro del rango esperado, sin tener pérdidas significativas en la resistencia (Bozzo y Barbat, 2017, p. 102).	Periodos
					Porcentaje de participación de masas
				Cortante basal	

## Anexo 2: Material fotográfico

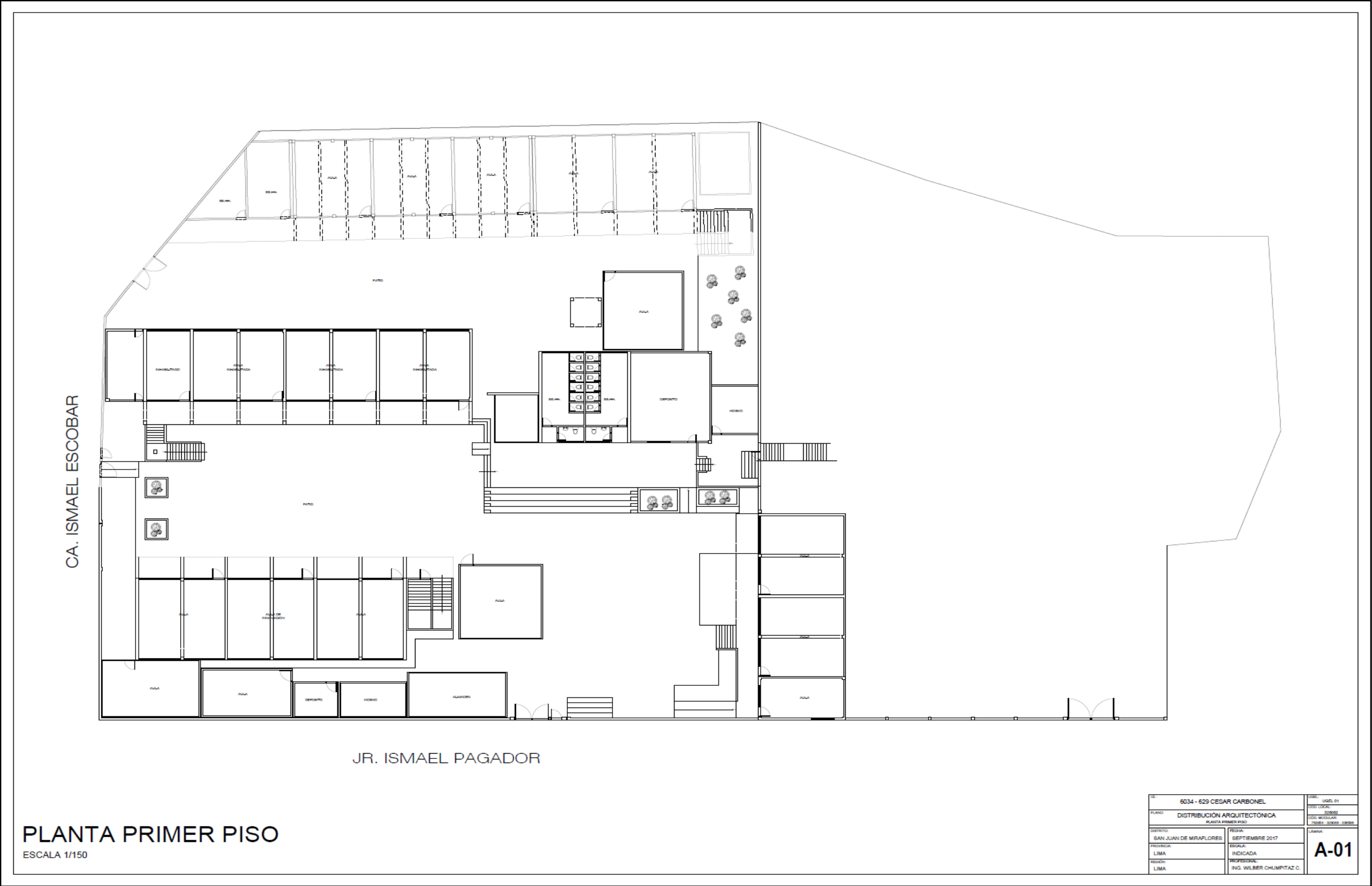


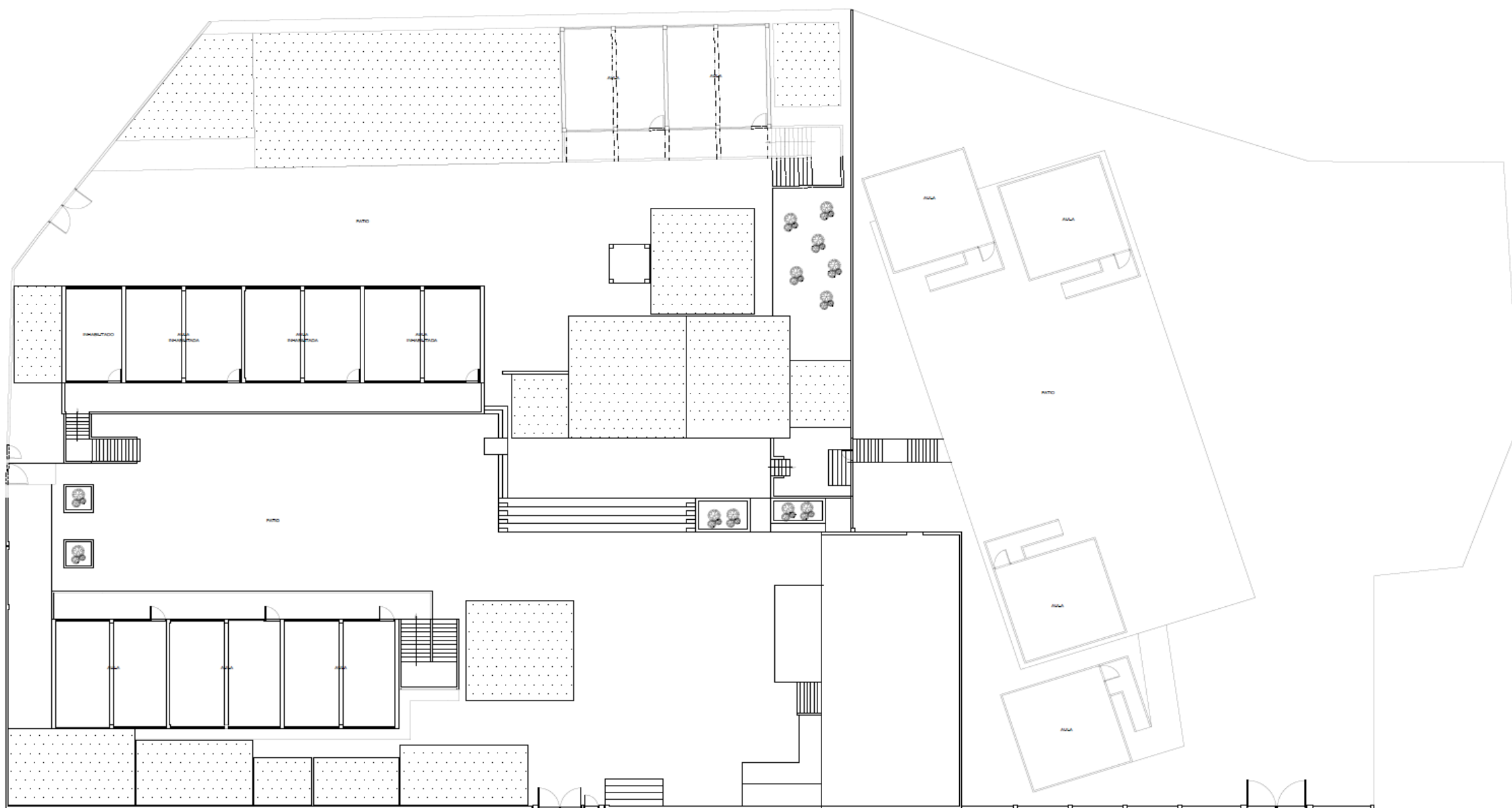
Figura 98. Estructura del pabellon a evaluar.



Figura 99. Realización del levantamiento arquitectónico del Aula N°1.

Anexo 3: Planos arquitectónicos de la institución educativa N° 629-6034 Carbonell Fuente: Director Luis León





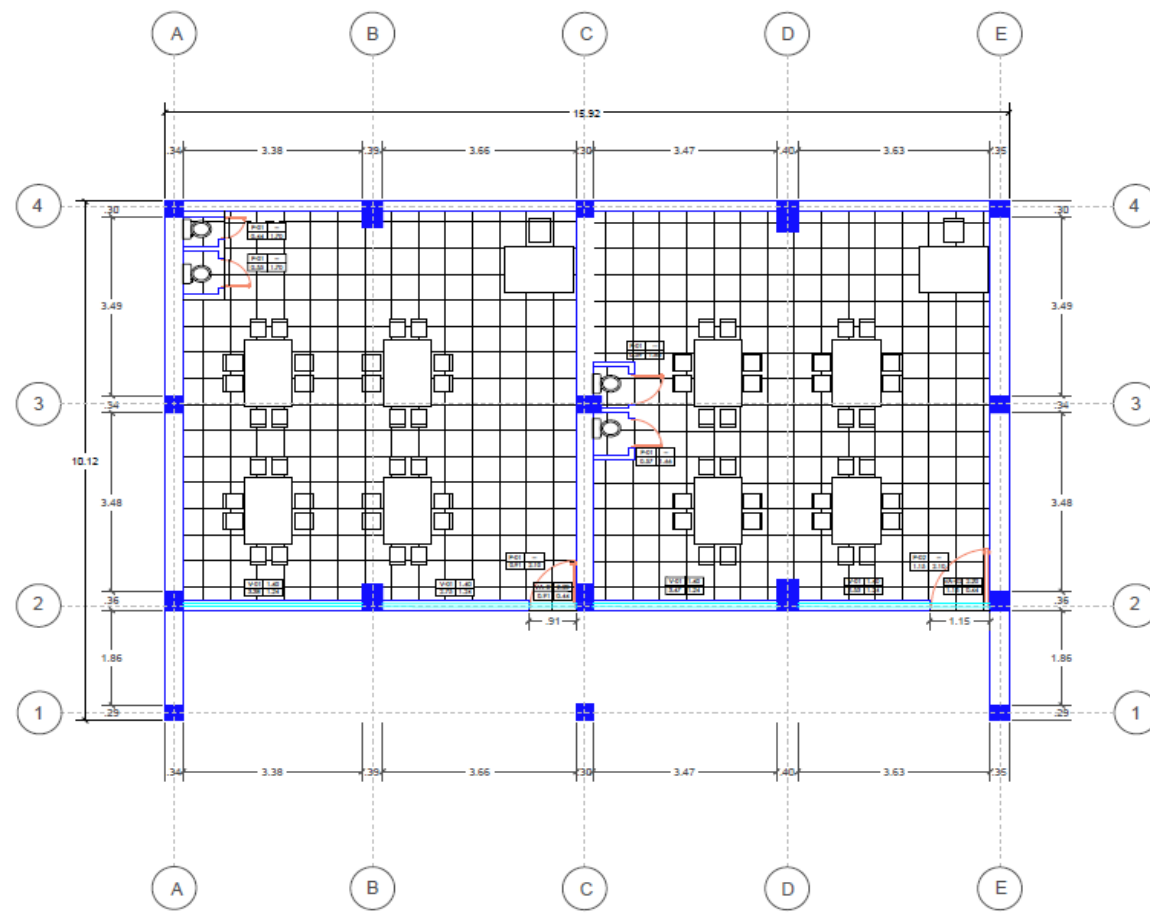
## PLANTA SEGUNDO PISO

ESCALA 1/150

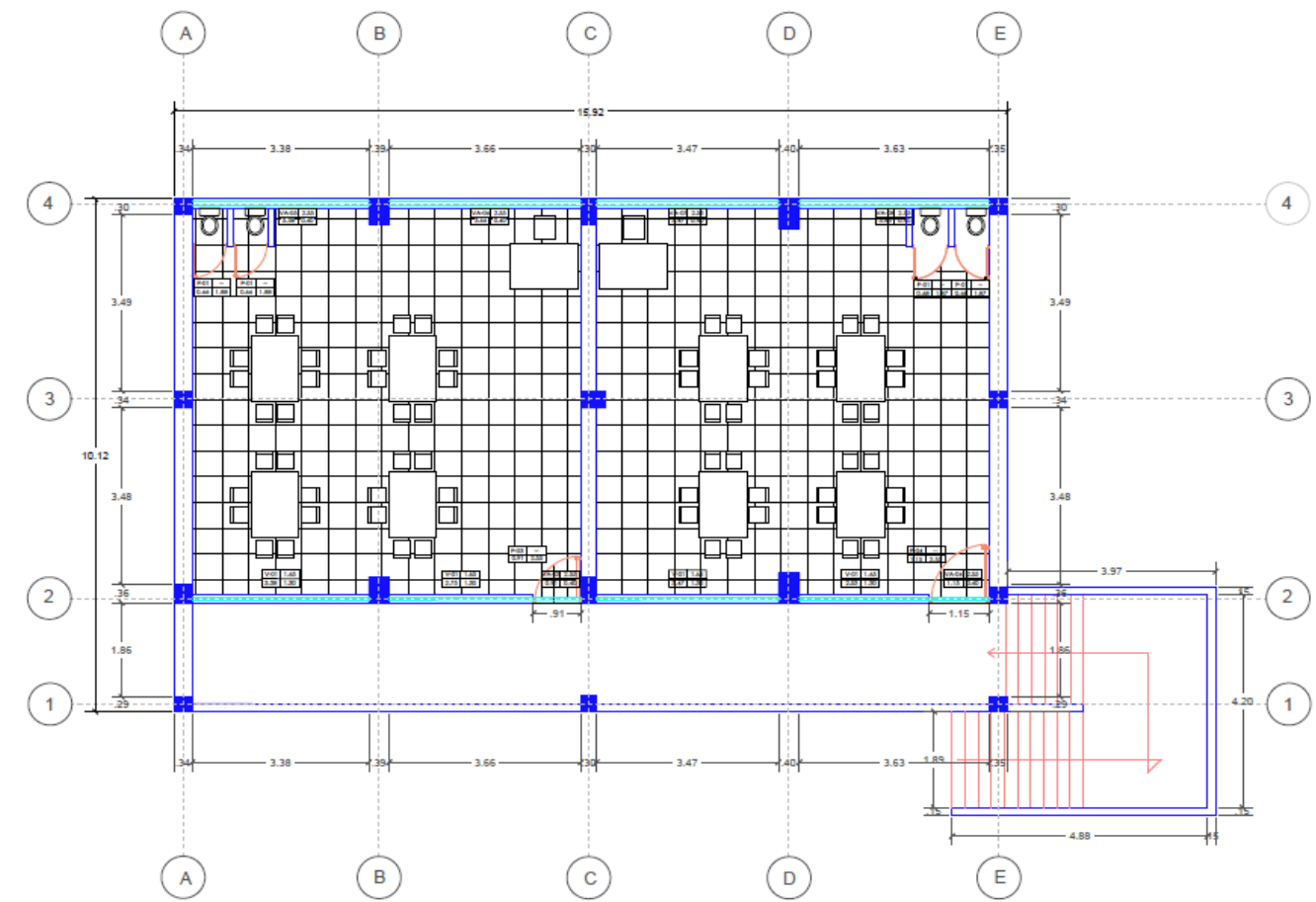
Nº: 6034 - 629 CESAR CARBONEL		LÍNEA: UGEL 01	
PLANO: DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA		CDO. LOCAL: 20000	
PLANTA SEGUNDO PISO		CDO. MODULAR: 10000 - 10000 - 10000	
DISTRITO: SAN JUAN DE MIRAFLORES		FECHA: SEPTIEMBRE 2017	
PROVINCIA: LIMA		ESCALA: INDICADA	
REGIÓN: LIMA		PROFESIONAL: ING. WILBER CHUMPTAZ C.	

A-02

**Anexo 4: Levantamiento arquitectónico de la institución educativa N° 629-6034 Carbonell** *Fuente: Elaboración propia*

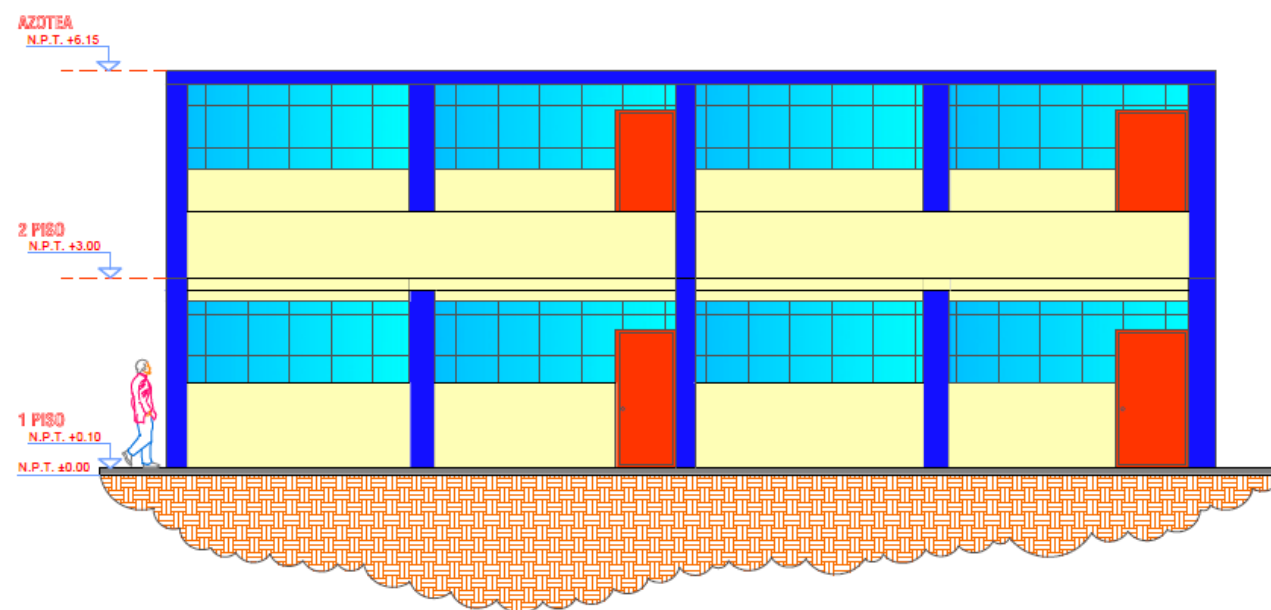


**PLANTA PRIMER NIVEL**  
ESCALA 1/125

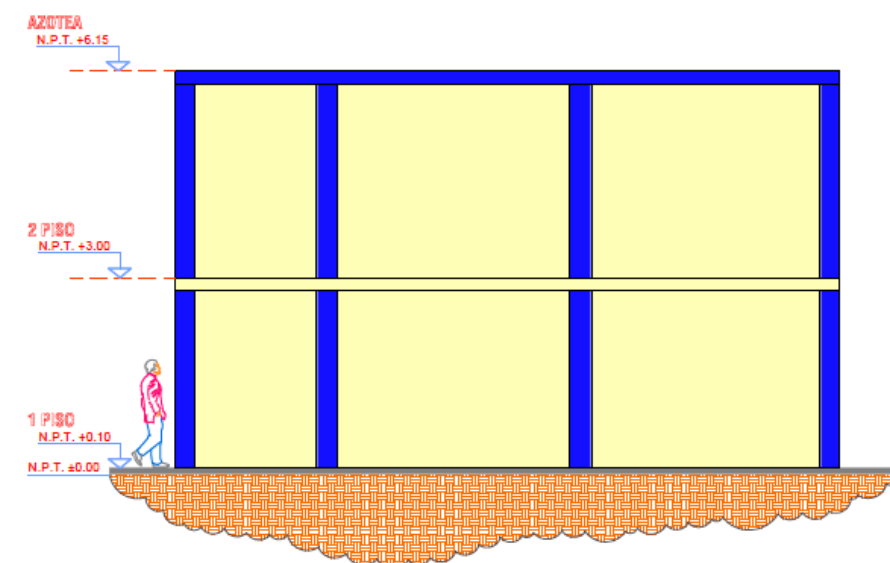


**PLANTA SEGUNDO NIVEL**  
ESCALA 1/125

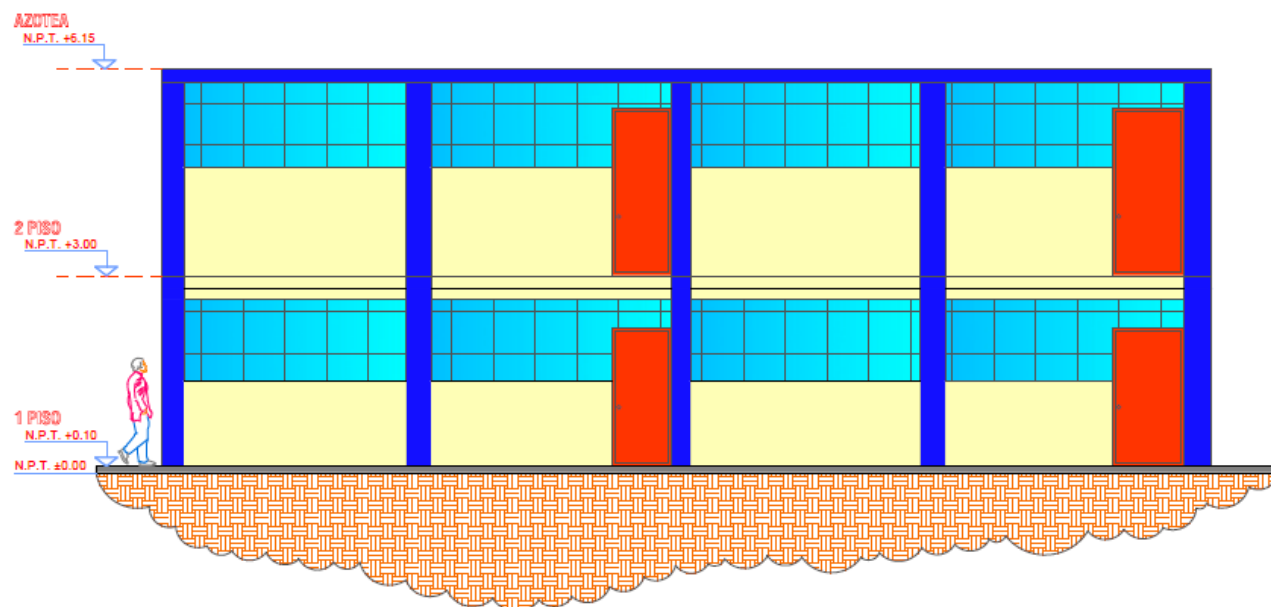
PROPIETARIO:			Institución Educativa 6034-629 César Carbonell		
PLANO:			PLANO DE ARQUITECTURA		
UBICACION:			Jr. Ismael Escobar S/N, Pamplona Baja Distrito: San Juan de Miraflores Provincia: Lima		
DIR:			Institución Educativa		
AREA:			N° DE LAMINA		
160.97 M2			A-01		
ELABORADO POR:		FECHA:			
_ROJAS JOHN _TITO SUSAN		NOVIEMBRE 2018			



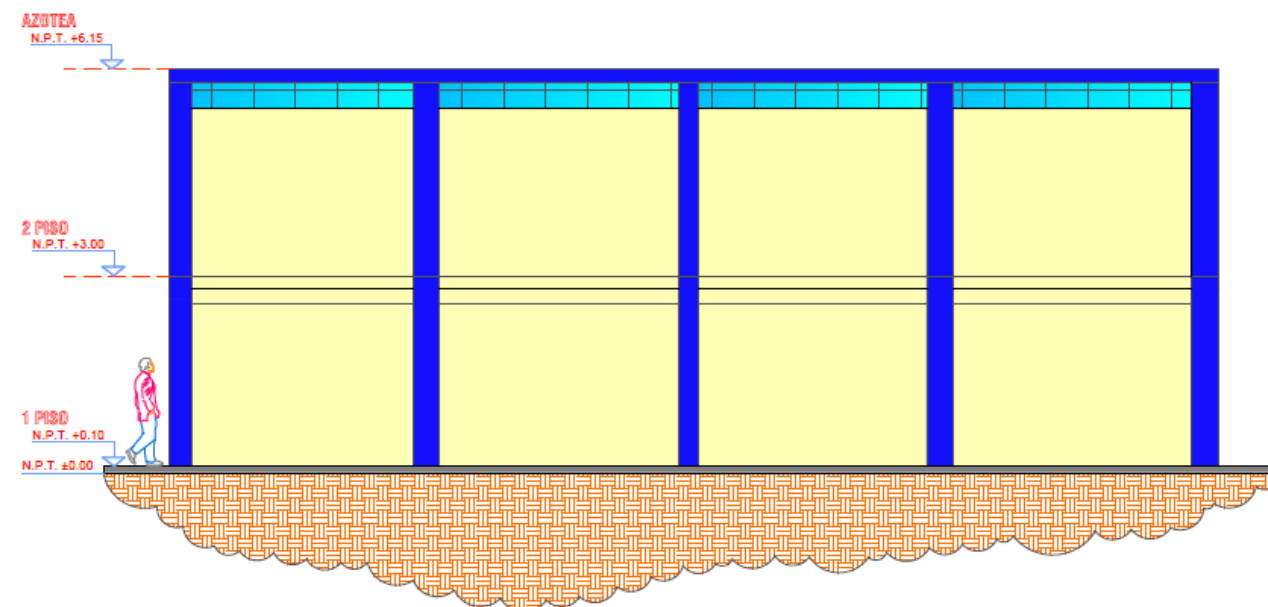
**ELEVACION FRONTAL**  
ESCALA 1/100



**ELEVACION LATERAL**  
ESCALA 1/100



**CORTE 2-2**  
ESCALA 1/100

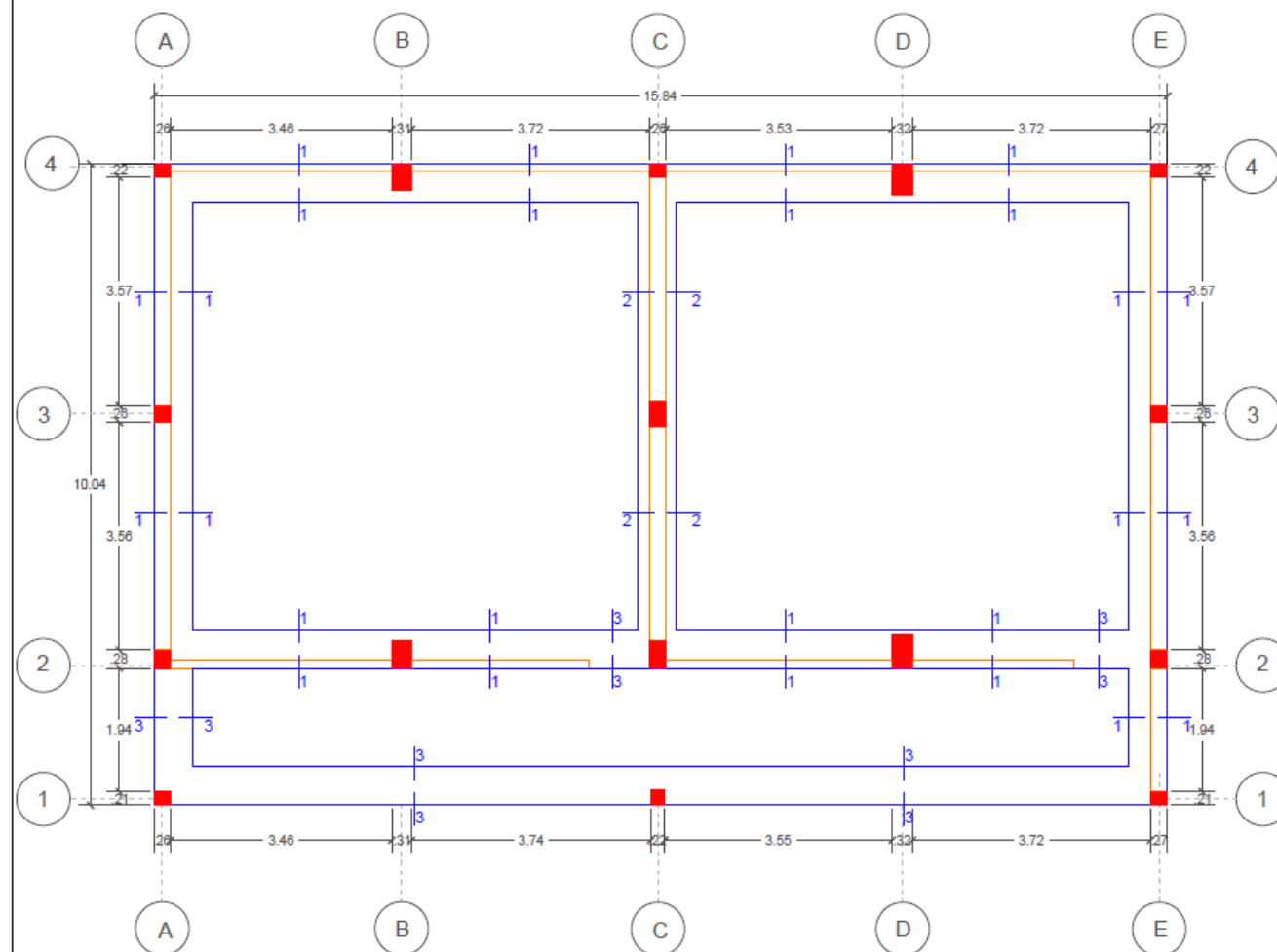


**CORTE 4-4**  
ESCALA 1/100

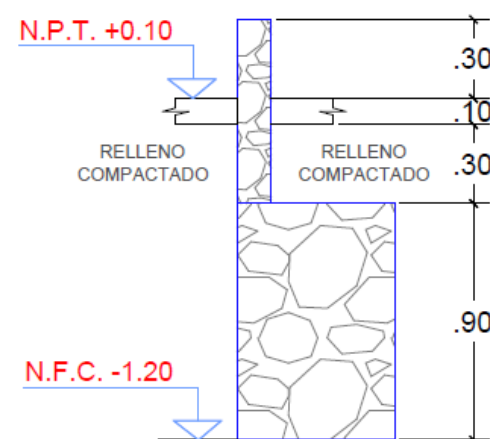
PROPIETARIO:		
Institución Educativa 6034-629 César Carbonell		
PLANO:		
PLANO DE CORTES Y ELEVACIONES		
UBICACION:		
Jr. Ismael Escobar S/N, Pampuna Baja Distrito: SAN JUAN DE MIRAFLORES Provincia: LIMA		
GIRO:		N° DE LAMINA
Institución Educativa		
AREA:	ELABORADO POR:	FECHA:
160.97 M2	_ROJAS JOHN _TITO SUSAN	NOVIEMBRE 2018

A-02

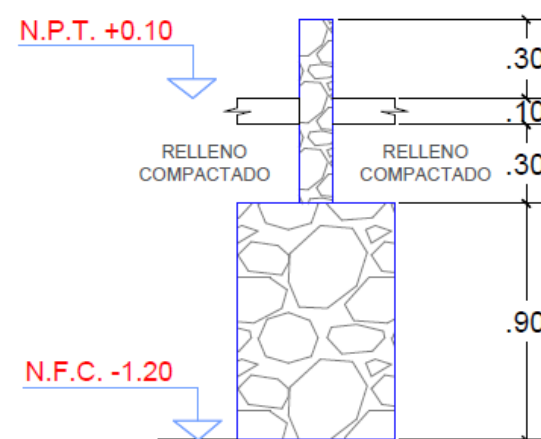




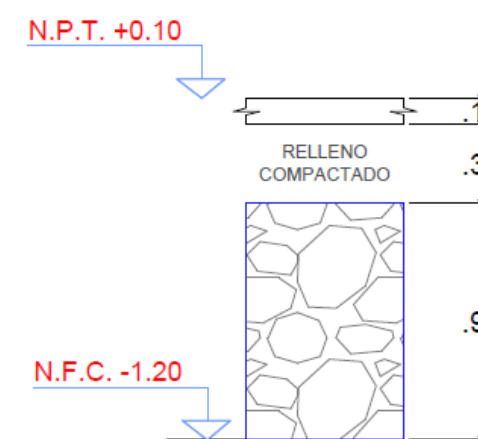
**PLANTA DE CIMENTACION**  
ESCALA 1/100



**CORTE 1-1**  
ESCALA 1/25



**CORTE 2-2**  
ESCALA 1/25



**CORTE 3-3**  
ESCALA 1/25

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### CONCRETO CICLOPEO

CIMENTOS CORRIDOS : CONCRETO CICLOPEO 1:10  
(CEMENTO-HORMIGON MAS 30% PG (6"max.)  
SOBRECIMENTOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8  
(CEMENTO-HORMIGON MAS 25% PG (3"max.)

### CONCRETO ARMADO

CONCRETO :  $f'_c = 56, 61, 94, 98, 100, 112, 136, 167 \text{ Kg/cm}^2$   
ACERO REFUERZO :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

### RECUBRIMIENTOS

VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS : 4 Cm  
VIGAS CHATAS : 2.5 Cm

### SOBRECARGAS : S/C : INDICADA EN LOS PLANOS DE ALIGERADOS

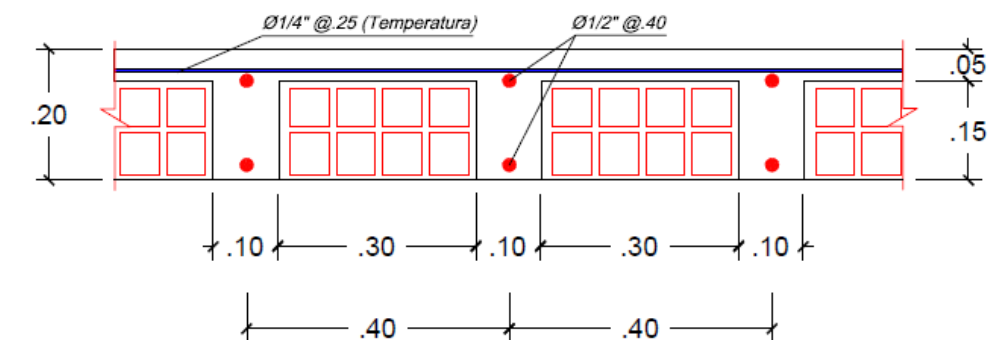
AZOTEA : 100 Kg / m<sup>2</sup>  
AULAS : 250 Kg / m<sup>2</sup>  
CORREDORES Y ESCALERA : 400 Kg / m<sup>2</sup>  
TABQUERIA : 50 Kg / m<sup>2</sup>

### CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA CONFINADA :

RESISTENCIA A LA COMPRESION :  $f'_m = 40 \text{ Kg/Cm}^2$   
RESISTENCIA AL CORTE :  $v'_m = 6.5 \text{ Kg/Cm}^2$   
MODULO DE ELASTICIDAD :  $E = 18000 \text{ Kg/Cm}^2$   
MODULO DE POISON : 0.25  
PESO : 1900 Kg/m<sup>3</sup>

### PARAMETROS SISMICOS :

Zona "Z" : 0.45  
Uso "U" : 1.50  
Coeficiente de amplificacion sismica "C" : 2.50  
Tipo de perfil de suelo "S" : 1.05  
Tp : 0.60s  
TI : 2.00s



**DETALLE DE ALIGERADO**  
ESCALA 1/10

PROPIETARIO:	Institución Educativa 6034-629 César Carbonell		
PLANO:	PLANO DE CIMENTACION		
UBICACION:	Jr. Ismael Escobar S/N, Pampón Baja Distrito: San Juan de Miraflores Provincia: Lima		
GIRO:	Institución Educativa		Nº DE LAMINA
AREA:	160.97 M <sup>2</sup>	ELABORADO POR: _ROJAS JOHN _TITO SUSAN	FECHA: NOVIEMBRE 2018
			<b>E-01</b>



**PLANTA DEL PRIMER NIVEL**

ESCALA 1/125



**PLANTA DEL SEGUNDO NIVEL**

ESCALA 1/125

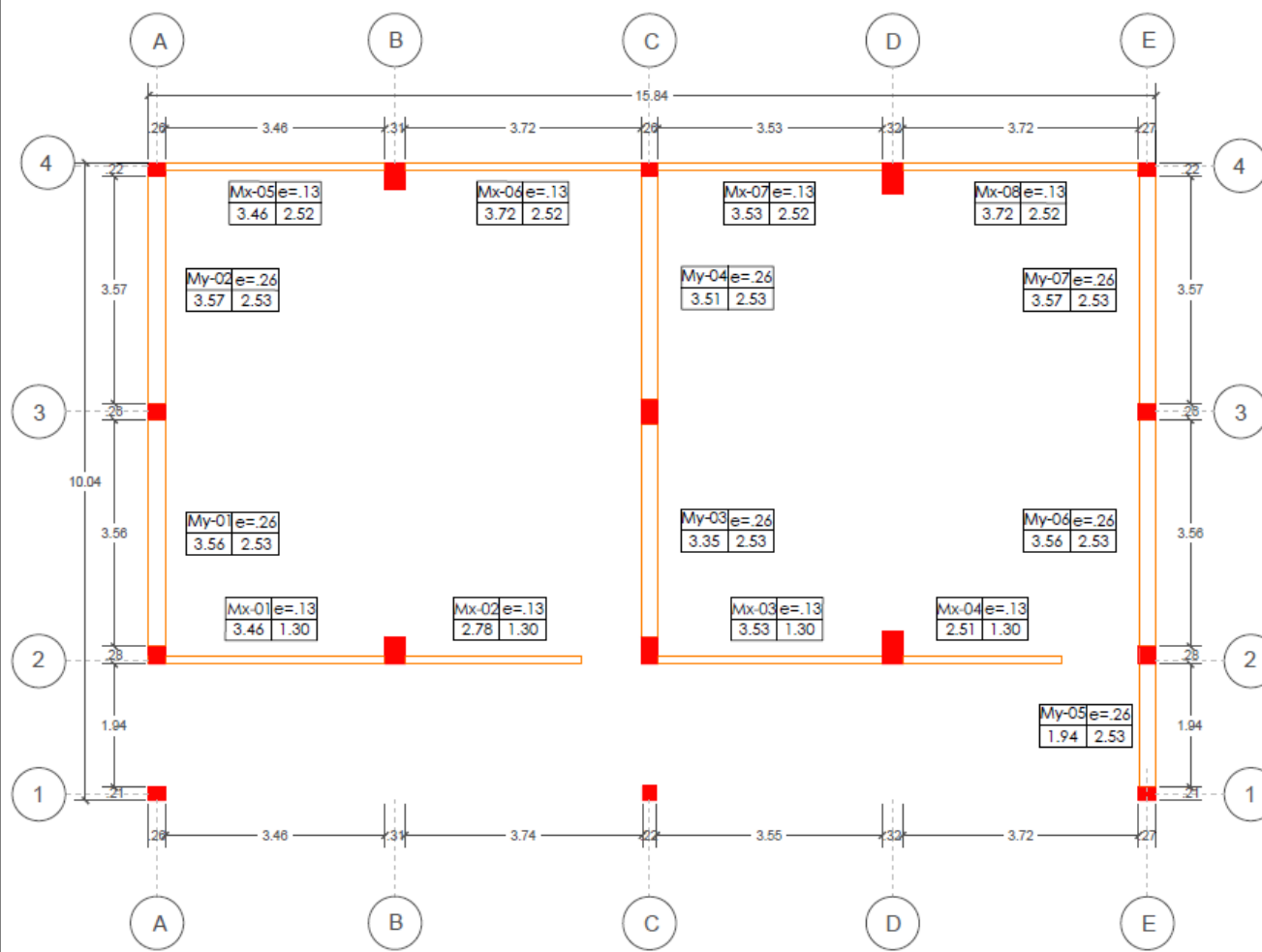
CUADRO DE COLUMNAS					
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1° A L					
	(.26 x .21)	(.26 x .28)	(.26 x .26)	(.26 x .22)	(.25 x .25)
	4Ø3/4"	4Ø5/8"	4Ø1/2"	4Ø5/8"	4Ø5/8" + 2Ø3/4"
	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.
2° P I S O					
	(.31 x .42)	(.22 x .23)	(.26 x .43)	(.39 x .26)	(.32 x .51)
	4Ø5/8" + 2Ø3/4"	4Ø3/4"	6Ø5/8"	4Ø3/4"	4Ø1/2"
	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.
	(.32 x .51)	(.32 x .50)	(.27 x .21)	(.27 x .28)	(.27 x .26)
	4Ø5/8" + 2Ø3/4"	4Ø1/2" + 2Ø3/4"	4Ø5/8"	4Ø3/4"	4Ø1/2"
	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.
	(.27 x .22)				
	4Ø5/8"				
	1 Ø 3/8" .2@.05 , 4Ø.10 .Rest.@.20 c/e.				

ESCALA 1/50

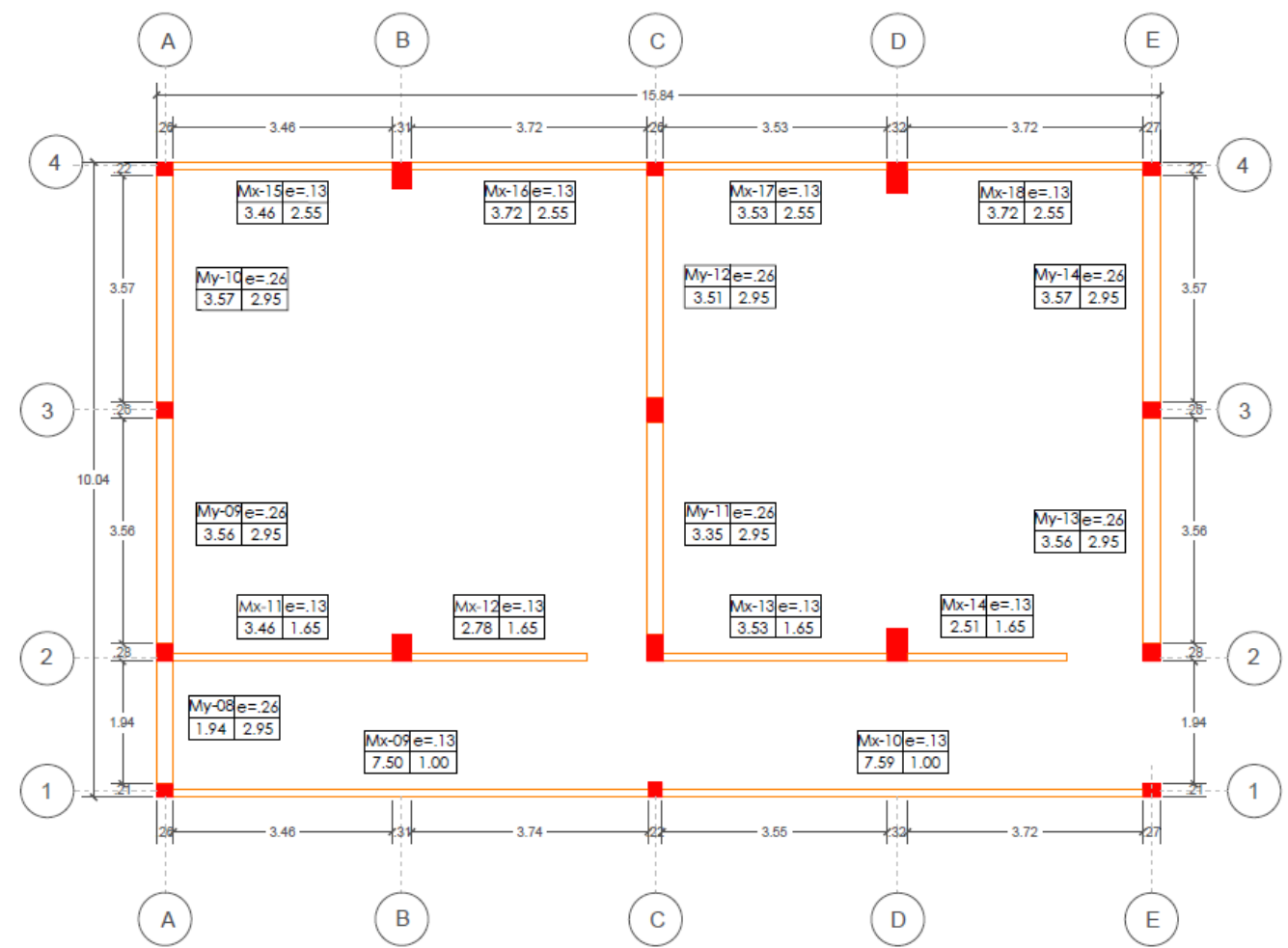
CUADRO DE VIGAS									
TIPO	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5	V-6	V-7	V-8	V-9
1° A L									
	(.26 x .37)	(.31 x .38)	(.22 x .37)	(.32 x .41)	(.27 x .37)	(.31 x .63)	(.32 x .63)	(.28 x .36)	(.22 x .38)
	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø5/8"	4Ø5/8"	4Ø1/2"	4Ø1/2"
	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.
2° P I S O									
	(.32 x .63)	4Ø1/2"	4Ø1/2"	(.22 x .38)	(.31 x .63)				
	4Ø5/8"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"				
	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" .1@.05 , 8Ø.10.4Ø.15 . Rest.@.20 c/e.				

ESCALA 1/50

PROPIETARIO:		Institución Educativa 6034-629 César Carbonell	
PLANO:		PLANO DE CIMENTACION	
UBICACION:		Jr. Ismael Escobar S/N, Pampóna Baja Distrito: San Juan de Miraflores Provincia: Lima	
GIRO:		Institución Educativa	
AREA:		160.97 M2	
ELABORADO POR:		ROJAS JOHN TITO SUSAN	
FECHA:		NOVIEMBRE 2018	
N° DE LAMINA:		E-02	

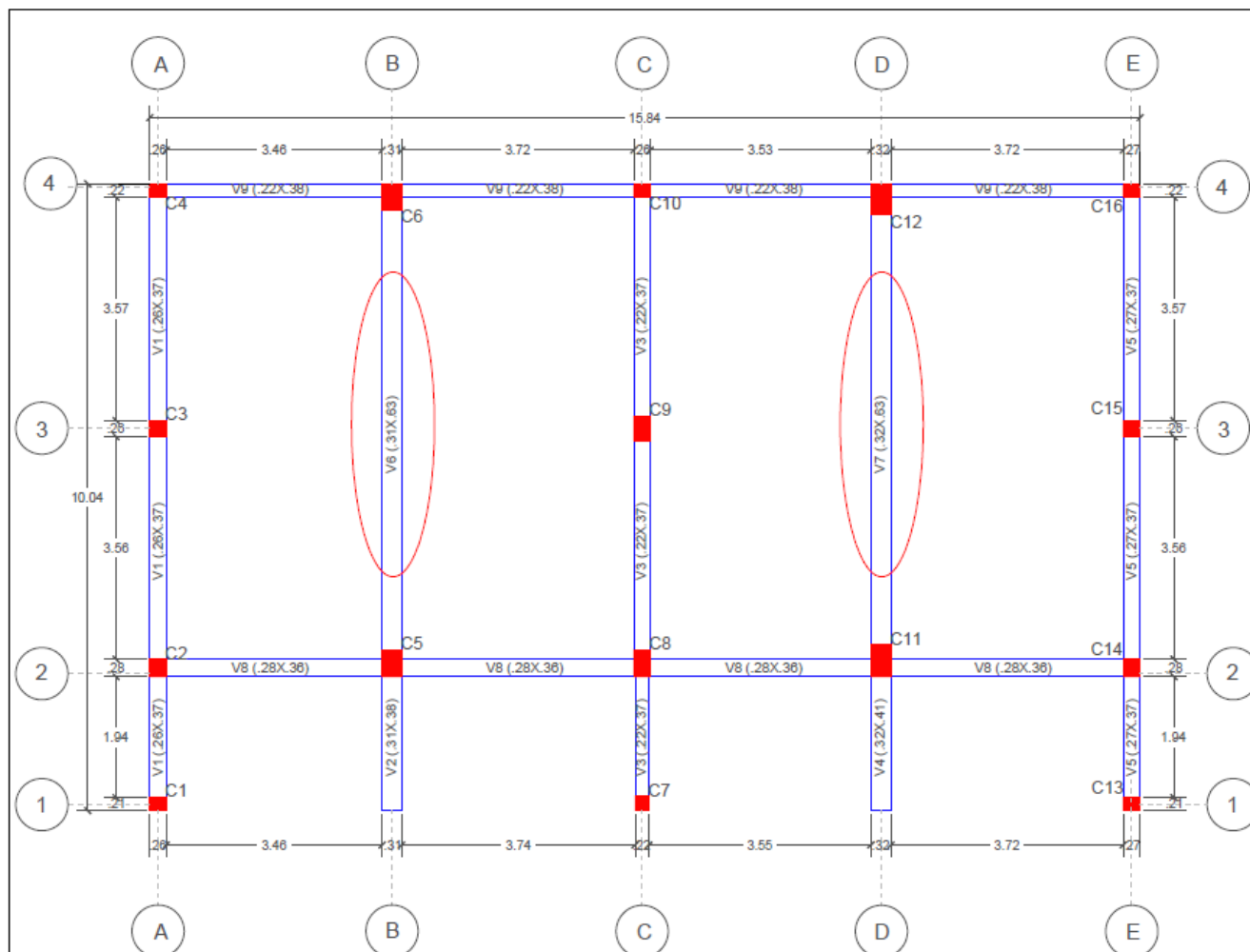


**PLANTA PRIMERA**  
ESCALA 1/100



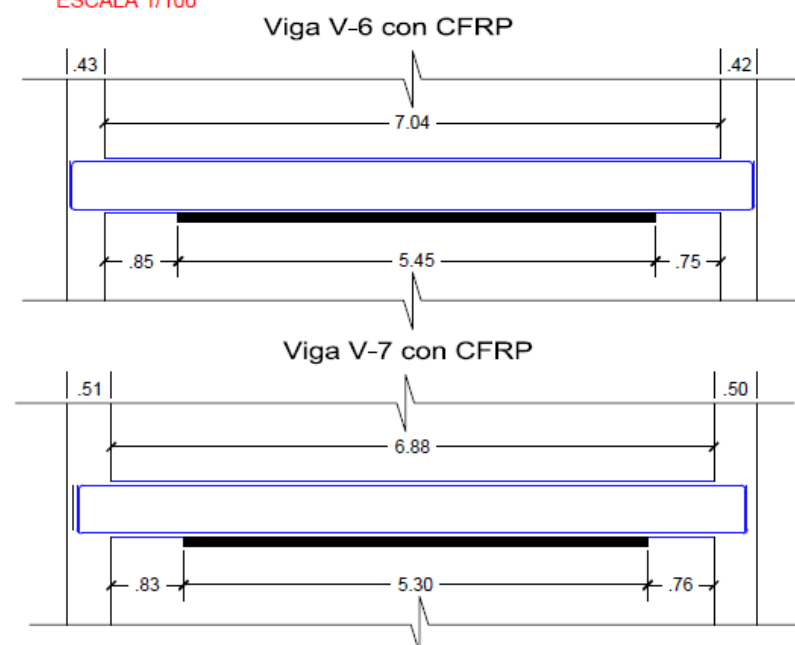
**PLANTA SEGUNDA**  
ESCALA 1/100

PROPIETARIO:		Institución Educativa 6034-629 César Carbonell	
PLANO:		PLANO DE TIPOS DE MUROS DE ALBAÑILERIA	
UBICACION:		Jr. Ismael Escobar S/N, Pampuna Baja Distrito: San Juan de Miraflores Provincia: Lima	
GIRO:		Institución Educativa	
AREA:		ELABORADO POR:	FECHA:
160.97 M2		_ROJAS JOHN _TITO SUSAN	NOVIEMBRE 2018
			Nº DE LAMINA
			<b>E-03</b>



### PLANTA PRIMER NIVEL

ESCALA 1/100



### DETALLE DE VIGAS REFORZADAS CON CFRP

ESCALA 1/75

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### CONCRETO ARMADO

CONCRETO :  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO REFUERZO :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO GRADO : 60

### RECUBRIMIENTOS

COLUMNAS Y VIGAS : 4 Cm

### DETALLES DEL CFRP:

TIPO : SIKA CARBODUR S512  
 ESFUERZO A LA TRACCION : 28000 kg/cm<sup>2</sup>  
 MODULO DE ELASTICIDAD : 1650000 kg/cm<sup>2</sup>  
 SECCION : 50 mm x 1.2 mm  
 ADHESIVO EPOXICO : SIKADUR 30

### SOBRECARGAS : S/C : INDICADA EN LOS PLANOS DE ALUGERADOS

AZOTEA : 100 Kg / m<sup>2</sup>  
 AULAS : 250 Kg / m<sup>2</sup>  
 CORREDORES Y ESCALERA : 400 Kg / m<sup>2</sup>  
 TABIQUERIA : 50 Kg / m<sup>2</sup>

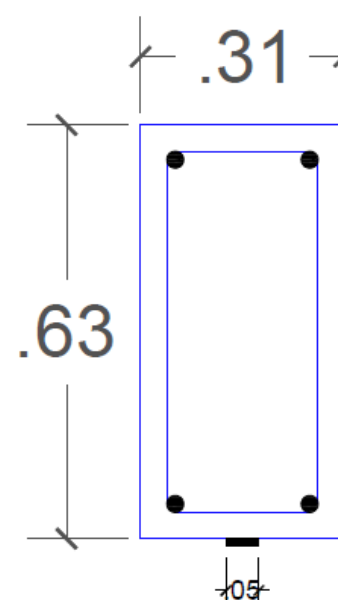
### CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA CONFINADA :

RESISTENCIA A LA COMPRESION :  $f'_m = 40 \text{ Kg/Cm}^2$   
 RESISTENCIA AL CORTE :  $v'_m = 6.5 \text{ Kg/Cm}^2$   
 MODULO DE ELASTICIDAD :  $E = 18000 \text{ Kg/Cm}^2$   
 MODULO DE POISON : 0.25  
 PESO : 1900 Kg/m<sup>3</sup>

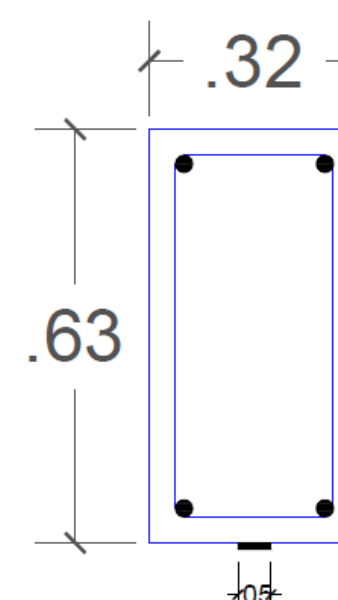
### PARAMETROS SISMICOS :

Zona "Z" : 0.45  
 Uso "U" : 1.50  
 Coeficiente de amplificación sísmica "C" : 2.50  
 Tipo de perfil de suelo "S" : 1.05  
 $T_p$  : 0.60s  
 $T_l$  : 2.00s

### Viga V-6 con CFRP



### Viga V-7 con CFRP

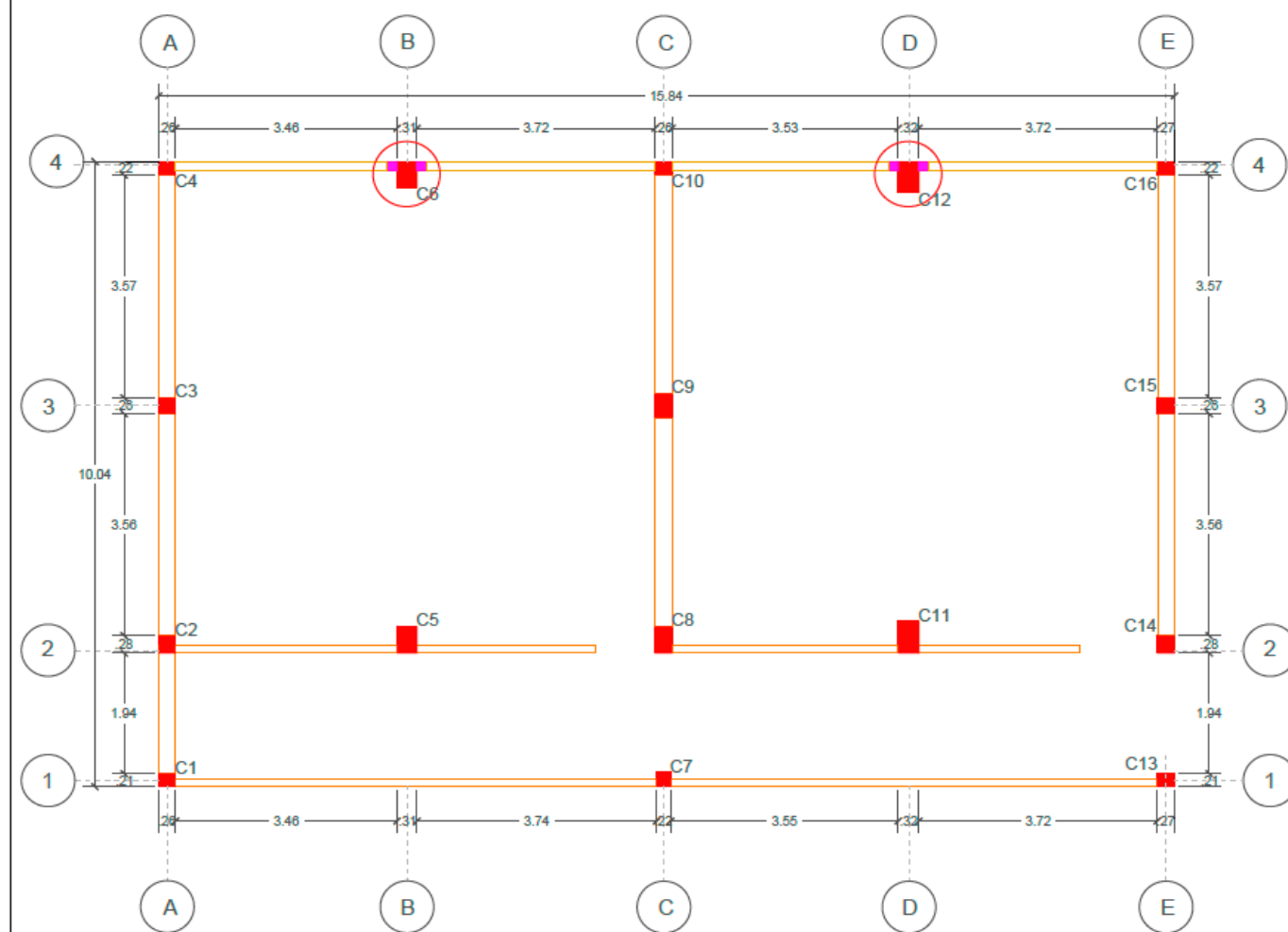


### DETALLE DE VIGAS REFORZADAS CON CFRP

ESCALA 1/10

PROPIETARIO:	Institución Educativa 6034-629 César Carbonell		
PLANO:	PLANO DE REFORZAMIENTO DE VIGAS		
UBICACION:	Jr. Ismael Escobar S/N, Pampóna Baja Distrito: San Juan de Miraflores Provincia: Lima		
GIRO:	Institución Educativa		Nº DE LAMINA
AREA:	160.97 M2	ELABORADO POR: _ROJAS JOHN _TITO SUSAN	FECHA: NOVIEMBRE 2018

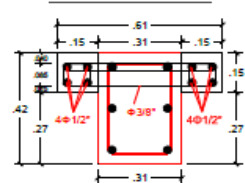
**RE-01**



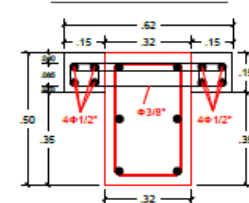
### PLANTA SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/100

Ensanchamiento de columna "C6"



Ensanchamiento de columna "C12"



### DETALLE DE COLUMNA REFORZADA

ESCALA 1/25



### DETALLE DE COLUMNA REFORZADA Y VIGAS

ESCALA 1/50

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### CONCRETO ARMADO

CONCRETO :  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
ACERO REFUERZO :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
ACERO GRADO : 60

### RECUBRIMIENTOS

ENSANCHE DE COLUMNAS : 2.5 Cm  
VIGUETA : 2.5 Cm

### ADITIVOS:

SIKADUR 32  
ANCHORFIX 3  
SIKA DESOXIDANTE

### SOBRECARGAS : S/C : INDICADA EN LOS PLANOS DE ALIGERADOS

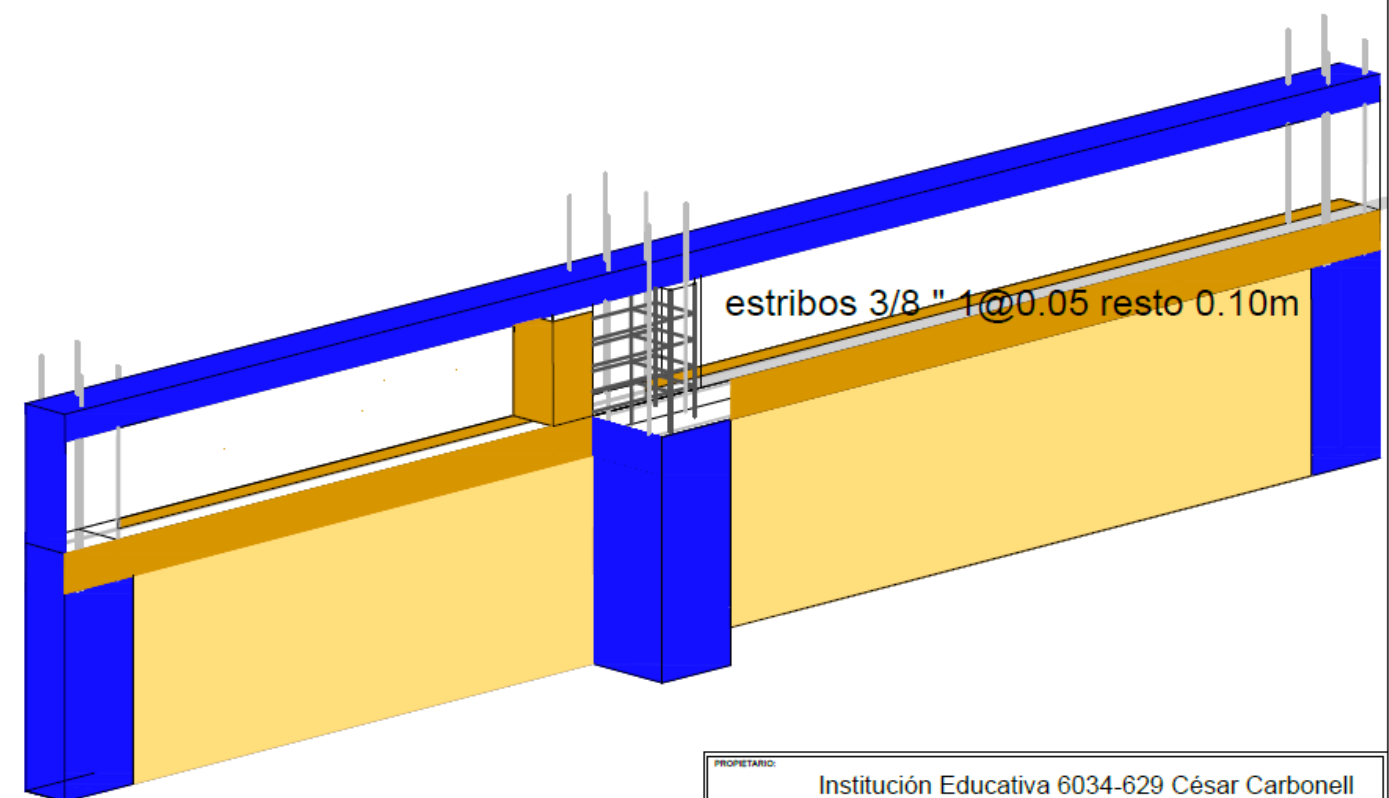
AZOTEA : 100 Kg / m<sup>2</sup>  
AULAS : 250 Kg / m<sup>2</sup>  
CORREDORES Y ESCALERA : 400 Kg / m<sup>2</sup>  
TABIQUERIA : 50 Kg / m<sup>2</sup>

### CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA CONFINADA :

RESISTENCIA A LA COMPRESION :  $f'_m 40 \text{ Kg/Cm}^2$   
RESISTENCIA AL CORTE :  $v'_m 6.5 \text{ Kg/Cm}^2$   
MODULO DE ELASTICIDAD : E 18000 Kg/Cm<sup>2</sup>  
MODULO DE POISON : 0.25  
PESO : 1900 Kg/m<sup>3</sup>

### PARAMETROS SISMICOS :

Zona "Z" : 0.45  
Uso "U" : 1.50  
Coeficiente de amplificación sísmica "C" : 2.50  
Tipo de perfil de suelo "S" : 1.05  
Tp : 0.60s  
Ti : 2.00s



### DETALLE ISOMETRICO DE COLUMNA REFORZADA

ESCALA 1/25

PROPIETARIO:	Institución Educativa 6034-629 César Carbonell		
PLANO:	PLANO DE REFORZAMIENTO DE COLUMNAS		
UBICACION:	Jr. Ismael Escobar S/N, Pampóna Baja Distrito: San Juan de Miraflores Provincia: Lima		
GRUPO:	Institución Educativa		Nº DE LAMINA
AREA:	160.97 M2	ELABORADO POR: _ROJAS JOHN _TITO SUSAN	FECHA: NOVIEMBRE 2018

**RE-02**





**ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE  
TESIS**

Código : F06-PP-PR-02.02  
Versión : 09  
Fecha : 23-03-2018  
Página : 1 de 1

Yo, María Ysabel García Álvarez, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Lima Este, revisor (a) de la tesis titulada

"Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018", del estudiante Rojas Ruiz, John Frank, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 20% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Lima, 31 de Mayo del 2019

Firma

Dra. María Ysabel García Álvarez

DNI: 21 453567

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------



**ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD  
DE TESIS**

Código : F06-PP-PR-02.02  
Versión : 09  
Fecha : 23-03-2018  
Página : 1 de 1

Yo, María Ysabel García Álvarez, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Lima Este, revisor (a) de la tesis titulada

"Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018", de la estudiante Tito Apaza, Susan Margot constato que la investigación tiene un índice de similitud de 20% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

La suscrita analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Lima, 31 de Mayo del 2019

Firma

Dra. María Ysabel García Álvarez

DNI: 21453567

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO  
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
Ingeniero Civil

## AUTORES

Rojas Ruiz, John Frank  
Tito Apaza, Susan Margot

## ASESORES

Dra. María Ysabel García Álvarez  
Mg. Luis Humberto Díaz Huiza

**1** LINEA DE INVESTIGACIÓN

## Diseño sísmico y estructural

LIMA - PERÚ

2018

20

## Resumen de coincidencias

20 %

1	Entregado a Universida...	5 %	>
2	repositorio.ucv.edu.pe	2 %	>
3	Entregado a Universida...	2 %	>
4	Entregado a Pontificia ...	1 %	>
5	Entregado a Universida...	1 %	>
6	tesis.pucp.edu.pe	1 %	>
7	dl.dropboxusercontent...	<1 %	>
8	Entregado a Universida...	<1 %	>





**AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE  
TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
UCV**

Código : F08-PP-PR-02.02  
Versión : 09  
Fecha : 23-03-2018  
Página : 1 de 1

Yo Rojas Ruiz, John Frank, identificado con DNI N° 70860778 egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X) , No autorizo ( ) la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado "Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art. 23 y Art. 33

Fundamentación en caso de no autorización:

.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....

  
FIRMA

DNI: 70860778

FECHA: 31 de Mayo del 2019

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------



**AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE  
TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
UCV**

Código : F08-PP-PR-02.02  
Versión : 09  
Fecha : 23-03-2018  
Página : 1 de 1

Yo Tito Apaza, Susan Margot, identificado con DNI N° 71281679, egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X) , No autorizo ( ) la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado "Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E. N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art. 23 y Art. 33

Fundamentación en caso de no autorización:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

FIRMA

DNI: 71281679

FECHA: 31 de Mayo del 2019

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**AUTORIZACIÓN DE ENTREGA DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE  
INVESTIGACIÓN**

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL, DRA. ING. MARIA YSABEL GARCIA ALVAREZ A LA RECEPCIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN SOLICITADA PARA LA ENTREGA DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

ROJAS RUIZ JOHN FRANK

INFORME TÍTULADO:

DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN C EN LA I.E. N°629-6034  
CARBONELL, SAN JUAN DE MIRAFLORES, LIMA, 2018

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

---

**INGENIERO CIVIL**

SUSTENTADO EN FECHA: San Juan de Lurigancho, 05 de Diciembre del 2018

NOTA O MENCIÓN: 13 (Trece)



  
DRA. MARÍA YSABEL GARCÍA ÁLVAREZ





**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**AUTORIZACIÓN DE ENTREGA DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE  
INVESTIGACIÓN**

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL, DRA. ING. MARIA YSABEL GARCIA ALVAREZ A LA RECEPCIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN SOLICITADA PARA LA ENTREGA DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

**TITO APAZA SUSAN MARGOT**

**INFORME TITULADO:**

**DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN C EN LA I.E. N°629-6034  
CARBONELL, SAN JUAN DE MIRAFLORES, LIMA, 2018**

**PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**SUSTENTADO EN FECHA:** San Juan de Lurigancho, 05 de Diciembre del 2018

**NOTA O MENCIÓN:** 13 (Trece)



  
DRA. MARÍA YSABEL GARCÍA ÁLVAREZ